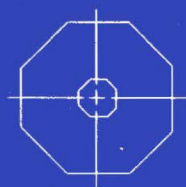


JOSEPH E. BOWLES

ANALISIS DAN DESAIN PONDASI



EDISI KEEMPAT
JILID 2

ANALISIS DAN DESAIN PONDASI

Jilid 2
Edisi Keempat

Joseph E. Bowles, P.E., S.E.

*Consulting Engineer/Software Consultant
Engineering Computer Software
Peoria, Illinois*



PENERBIT ERLANGGA

Jl. H. Baping Raya No. 100
Ciracas, Jakarta 13740
e-mail: mahameru@rad.net.id
(Anggota IKAPI)

	Kata Pengantar	v
Bab 11	Tekanan Tanah Lateral	1
11-1	Masalah Tekanan Tanah Lateral	1
11-2	Tekanan Tanah Aktif	2
11-3	Tekanan Tanah Pasif	5
11-4	Teori Tekanan Tanah Coulomb	6
11-5	Tekanan Tanah Rankine	13
11-6	Tekanan Tanah Aktif dan Pasif dengan Menggunakan Teori Plastisitas	19
11-7	Tekanan Tanah pada Dinding, Efek-efek Tegangan Tanah, Daerah Runtuh	22
11-8	Kepercayaan (Reliability) Tekanan Tanah Lateral	25
11-9	Sifat-sifat Tanah dan Tekanan Tanah Lateral	25
11-10	Teori-teori Tekanan Tanah di Dalam Persoalan Dinding Penahan	28
11-11	Pemecahan Secara Grafis dan Komputer untuk Tekanan Tanah Lateral	30
11-12	Tekanan Lateral Menurut Teori Elastisitas	36
11-13	Kasus-kasus Lain Tekanan Lateral	44
11-14	Tekanan-tekanan di Dalam Silo, Elevator Butiran Bunker Batu-bara	47
	Soal-soal	54
Bab 12	Kestabilan Tanah Secara Mekanis dan Dinding Penahan Tanah	58
12-1	Pendahuluan	58
12-2	Dinding Penahan Tanah Bertulang Mekanis	58
12-3	Pemancangan Dinding Tanah Bertulang	65

12-4	Dinding Penahan Beton	71
12-5	Dinding Penahan Konsol	71
12-6	Kestabilan Dinding	74
12-7	Sambungan Dinding	80
12-8	Drainase Dinding	80
12-9	Sifat Tanah untuk Dinding Penahan	82
12-10	Pertimbangan Umum pada Perancangan Dinding Penahan Beton ..	83
12-11	Daya Dukung yang Diizinkan	84
12-12	Penurunan Dinding	84
12-13	Dinding Penahan dengan Tinggi Bervariasi; Tumpuan dan Dinding Sayap-Tumpu	85
12-14	Dinding Penahan Pertebalan-Belakang	87
12-15	Dinding Pondasi atau Ruang Bawah-Tanah; Dinding untuk Kontruksi Perumahan	89
12-16	Contoh Dinding Penahan Berkonsol	89
	Soal-soal	103
Bab 13	Dinding Pancang Turap—Berkonsol dan Berangker	105
13-1	Pendahuluan	105
13-2	Jenis Dinding Pancang Turap	106
13-3	Sifat Tanah untuk Dinding Pancang Turap	110
13-4	Nomor-nomor Stabilitas untuk Dinding Pancang Turap	114
13-5	Garis Keruk Melandai	114
13-6	Analisis Elemen Berhingga pada Dinding Pancang Turap	116
13-7	Contoh Elemen Berhingga	123
13-8	Pemancangan Turap Berkonsol—Metode Klasik	137
13-9	Pemancangan Turap Berangker: Dukungan Tanah-Bebas	145
13-10	Reduksi Momen Rowe yang Diterapkan pada Metode Dukungan Tanah-Bebas	151
13-11	Balok Ganjal—Datar, Batang Angker, dan Dinding Angker	156
13-12	Kestabilan dan Faktor Keamanan Dinding Keseluruhan	164
	Soal-soal	165
Bab 14	Dinding Kukuh, Punggung-Tarik, dan Adonan untuk Penggalian	167
14-1	Penggalian Kontruksi	167
14-2	Tekanan Tanah pada Papan Turap Kukuh atau Bendungan-Elak	171
14-3	Desain Konvensional untuk Dinding Panggalian Kukuh	173
14-4	Perkiraan Kehilangan Tanah di Sekitar Penggalian	181
14-5	Analisis Elemen Berhingga Untuk Penggalian Kukuh	184
14-6	Ketastabilan yang Disebabkan oleh Naiknya Dasar Galian	191
14-7	Sebab-sebab Lain dari Ketidastabilan Bendungan-Elak	195
14-8	Pengeluaran Air Kontruksi	196
14-9	Kontruksi Dinding Adonan (Atau-Parit)	200
	Soal-soal	203
Bab 15	Bendungan Elak Berongga	204
15-1	Bendungan Elak Berongga: Jenis dan Kegunaannya	204
15-2	Isi Sel	208
15-3	Stabilitas dan Desain Bendungan Elak Berongga	209

15-4	Pertimbangan Praktis di Dalam Perancangan Bendungan-Elak Berbentuk Sel	221
15-5	Perancangan (Pembuatan) Bendungan-Elak Berbentuk Diagram	223
15-6	Perancangan Bendungan-Elak Berbentuk Lingkaran	227
15-7	Perancangan Bendungan-Elak Berbentuk Daun Semanggi	233
	Soal-soal	234
Bab 16	Tiang Tunggal Kapasitas Statis dan Beban Lateral; Tekuk Tiang-Pancang Kran-Tiang	235
16-1	Pendahuluan	235
16-2	Tiang-Pancang Kayu	238
16-3	Tiang-Pancang Beton	244
16-4	Tiang-Pancang Baja	250
16-5	Korosi Tiang-Pancang Baja	252
16-6	Sifat-sifat Tanah untuk Kapasitas Tiang-Pancang Statik	253
16-7	Kapasitas Tiang-Pancang Statik	254
16-8	Kapasitas Titik Tiang-Pancang Statik Akhir	259
16-9	Kapasitas Tahanan Kulit	266
16-10	Kapasitas Tiang-Pancang Statik-Contoh-contoh	273
16-11	Tiang-Pancang di Dalam Tempat Beku Permanen	279
16-12	Kapasitas Tiang-Pancang Statik dengan Menggunakan Data Pengujian-Beban Perpindahan-Beban	284
16-13	Tiang-Pancang Tarik-Tiang-Pancang yang Menahan Desakan Ke Atas	287
16-14	Tiang-Pancang yang Dibebani Secara Lateral	288
16-15	Tekukan Tiang-Pancang dan Tonggak yang Tertanam Seluruhnya dan Sebagian	298
	Soal-soal	302
Bab 17	Tiang-Pancang Tunggal-Analisis Dinamik, Pengujian Beban	305
17-1	Analisis Dinamik	305
17-2	Pemancangan Tiang-Pancang	305
17-3	Formula Tiang-Pancang Rasional	311
17-4	Formula Dinamik Lain dan Pertimbangan Umum	316
17-5	Kebenaran Rumus Pancang untuk Tiang-Pancang Dinamik	321
17-6	Persamaan Gelombang	323
17-7	Pengujian Beban Tiang-Pancang	130
17-8	Tegangan-tegangan Pancang pada Tiang-Pancang	333
17-9	Komentar Umum Mengenai Pemancangan Tiang-Pancang	336
	Soal-soal	337
Bab 18	Pondasi Tiang-Pancang Kelompok Tiang-Pancang	340
18-1	Pertimbangan Tiang-Pancang Kelompok	340
18-2	Pertimbangan-pertimbangan Tiang-Pancang Kelompok	340
18-3	Efisiensi Tiang-Pancang Kelompok	342
18-4	Tegangan pada Lapisan Dasar	345
18-5	Penurunan Tiang-Pancang Kelompok	354
18-6	Sungkup Tiang-Pancang	359
18-7	Tiang-Pancang Miring	361

18-8	Gesekan Kulit Negatif	362
18-9	Analisis Matriks untuk Tiang-Pancang Kelompok	367
18-10	Desain Sungkup Tiang-Pancang oleh Komputer	376
	Soal-soal	380
Bab 19	Pilar yang Dibor atau Kaison	382
19-1	Pendahuluan	382
19-2	Metode Kontruksi Mutakhir	382
19-3	Pemakaian Pilar yang Dibor	389
19-4	Pertimbangan yang Berguna untuk Pilar yang Dibor	390
19-5	Analisis dan Desain Pilar yang Dibor	392
19-6	Penurunan pada Pilar yang Dibor	398
19-7	Desain Struktur Pilar yang Dibor	398
19-8	Contoh Desain Pilar yang Dibor	399
19-9	Analisis Pilar yang Dibor dengan Beban Lateral	404
	Soal-soal	409
Bab 20	Desain Pondasi untuk Kaison Getaran	411
20-1	Pendahuluan	411
20-2	Elemen Teori Getaran	412
20-3	Kasus Umum Dasar Pondasi Bergetar	416
20-4	Kontanta Pegas Tanah dan Redaman	419
20-5	Sifat-sifat Tanah untuk Desain Dasar Pondasi Dinamis	427
20-6	Gaya-gaya Mesin Tak Seimbang	430
20-7	Contoh Dasar Pondasi Dinamis	434
20-8	Getaran Berpasangan	439
20-9	Efek-efek Pembenaman Terhadap Respons Dasar Pondasi Dinamis	442
20-10	Pertimbangan Umum Dalam Mendesain Dasar Pondasi Dina- mis	445
20-11	Tiang-Pancang Pendukung Pondasi Dinamis	
20-8	Getaran Berpasangan	439
20-9	Efek-efek Pembenaman Terhadap Respons Dasar Pondasi Dinamis	442
20-10	Pertimbangan Umum Dalam Mendesain Dasar Pondasi Dina- mis	445
20-11	Tiang-Pancang Pendukung Pondasi Dinamis	446
	Soal-soal	452
Apendiks		
A	Data Tiang-Pancang Umum dan Tabel Palu Tiang-Pancang	453
A-1	Dimensi Tiang-Pancang H dan Sifat-sifat Penampang	453
A-2	Palu Dorong Tiang-Pancang Khas dari Berbagai Sumber	455
A-3	Bagian Dinding Papan Turap Baja yang Dihasilkan di Amerika Se- rikat	458
A-4	Bagian-bagian Tiang-Pancang Baja yang Biasa Digunakan untuk Tiang-Pancang dan Cangkang Kaison	459
A-5	Bagian-bagian Tiang-Pancang Prategang Khusus	460
B	Komputer Penyeleksi Program-program untuk Memudahkan pe- makai	461

Edisi keempat ini melanjutkan susunan bentuk dari edisi-edisi terdahulu untuk menyediakan keadaan-keadaan (SOA = *state-of-art*) dan praktek-praktek (SOP = *state-of-practice*) paling mutakhir yang berlaku dalam Rekayasa Pondasi. Berdasarkan interaksi antara penulis dan para pelaksana, saya berkesimpulan bahwa SOP rata-rata pada umumnya cenderung ketinggalan sekitar 10 tahun dari SOA. Namun demikian, terdapat suatu rentang dimana ada beberapa organisasi besar yang berada pada baris terdepan teknologi dan banyak perusahaan — khususnya yang lebih kecil — yang berada pada tingkatan menengah yang berlain-lainan.

Buku ajar ini yang juga secara luas dipakai sebagai sumber acuan oleh para pelaksana, mencakup bahan-bahan SOP tetapi dengan tekanan utama mengenai SOA yang sudah tercapai dengan memasukkan suatu campuran antara praktek, "cara bagaimana" dan teknologi paling mutakhir. Hal ini menghasilkan naskah yang cocok dengan tujuan-tujuan umum dari ASEE (Association of Engineers) dan organisasi-organisasi profesional lain yang memberikan tenggang waktu antara 5 sampai 10 tahun untuk para lulusan keteknikan (Insinyur) sebelum pendaluarsaan menjadi faktor utama.

Metode-metode rancangan cenderung untuk bervariasi di antara berbagai daerah geografis, untuk sebagian karena pengaruh para instruktur dan untuk bagian lain lagi karena hanya ada sedikit "hal yang mutlak dalam rancangan". Sebagai konsekuensi maka perlu untuk memasukkan metode-metode lain yang sudah diterima secara umum tetapi diperlembut dengan rekomendasi-rekomendasi dan saran-saran tentang pemakaiannya. Hal ini menunjukkan akses bagi para pemakai terhadap perbedaan-perbedaan regional maupun memberikan hasil-hasil perancangan yang "dipukulratakan" atau kesempatan untuk memilih cara yang paling sesuai atas dasar kekhasan tapak. Walaupun komentar ini tampaknya seolah terlalu berorientasi kepada praktek, kenyataannya ialah bahwa para mahasiswa harus waspada terhadap konflik, perbedaan dan alternatif ini dalam alam-nyata sehingga ia dapat produktif setelah ia lulus.

Buku ini memberi tekanan lebih banyak kepada metode-metode komputer dan metode elemen berhingga (FEM = finite element method) yang mencakup metode matriks dibandingkan dengan edisi-edisi terdahulu untuk mencerminkan peralihan yang seda

karena konstruksi ini telah menggantikan beton bertulang (R/C) dan dinding-dinding gaya berat/gravitasi konvensional hampir secara menyeluruh. Kebanyakan bahan tentang dinding pertebalan-belakang/counterfort telah ditiadakan karena jenis dinding ini hanya sangat sedikit yang dibangun dan mengingat biaya pembangunan dinding jenis ini yang mahal, maka program-program komputer adalah lebih sesuai untuk menganalisisnya. Dalam Bab 13 saya telah menyusun ulang analisis dinding bilah-bilah pancang agar mulai menempatkan FEM (dilakukan setelah diskusi yang luas dengan suatu organisasi utama pemerintah yang merupakan perancang/pemakai terbesar dari dinding-dinding bilah pancang) dan untuk memasukkan suatu program komputer spesifik untuk dinding bilah pancang (dan untuk galian batang desak). Bab 19 tentang dinding-dinding pemecah gelombang (piers) yang dibor hampir seluruhnya telah direvisi untuk meniadakan bahan-bahan mengenai konstruksi kaisan (kini jarang dilaksanakan karena melibatkan biaya dan bahaya yang besar) dan untuk menekankan dinding-dinding pemecah gelombang-gelombang yang dibor berikut prosedur-prosedur analisis untuk beban-beban vertikal berdasarkan karya yang luas oleh Reese beserta para mitra-kerjanya di Universitas Texas. Juga diberikan pembahasan yang lebih banyak dan analisis yang khas tentang suatu dinding pemecah gelombang yang dibor dan dibebani secara mendatar/lateral (memakai data pengujian beban aktual untuk pembuktian). Saya telah membuat revisi menyeluruh atas Bab 20 guna meningkatkan kemungkinan pengajaran dan pemahaman atas analisis dan rancangan dasar dinamis serta menambah bagian yang besar tentang pondasi tiang pancang dinamis. Pendekatan baru yang dipakai (bersama dengan suatu program komputer) memberikan dasar-dasar yang hampir setara dengan suatu mata kuliah tentang Pondasi dinamis pada bab ini. Perbaikan-perbaikan dan tajuk-tajuk lain mencakup suatu revisi atas Bab 10 guna mencerminkan karya penulis ini tentang penyambungan Pondasi Winkler untuk telapak (mats). Dalam Bab 11 diberikan suatu analisis ulang pada masalah tekanan tanah mendatar dengan memakai Teori Elastisitas bersama-sama dengan pembuangan pemecahan-pemecahan grafis untuk tekanan tanah mendatar dan sebagai gantinya ialah pemakaian cara baji percobaan yang langsung dalam suatu program komputer yang tersedia. Persamaan-penurunan elastis dalam Bab 5 telah dikaji-ulang secara kritis dengan data pendukung untuk mensahkan suatu metode yang agak berbeda dalam pemakaiannya.

Sebagaimana halnya dalam edisi-edisi terdahulu di sini telah dimasukkan contoh-contoh dalam jumlah yang sangat banyak. Contoh-contoh yang dipindahkan ke dalam edisi ini secara luas telah dibahas ulang dan/atau ditambahkan contoh-contoh baru dengan langkah-langkah penjelasan yang agak rinci dalam usaha mencapai hasil pemecahannya. Mirip dengan edisi-edisi terdahulu saya telah berupaya untuk memasukkan contoh yang realistik paling tidak dalam batas-batas ruang naskah yang tersedia. Contoh-contoh itu sering dikutip dari karya-karya yang telah diterbitkan sehingga instruktur dapat menyuruh para mahasiswa untuk melakukan penelitian latar belakang guna mendapatkan apresiasi tentang kesukaran-kesukaran yang terkait kepada usaha memakai karya orang lain yang telah diterbitkan dari jurnal-jurnal profesional. Pada tempat di mana contoh itu dikerjakan dengan tangan, biasanya diberikan komentar dan diskusi tentang hasil-hasilnya dan langkah berikut apa yang dapat terjadi dalam proses perancangan. Pada tempat di mana dipakai hasil (output) komputer, selalu diberikan beberapa komentar tentang bagaimana membuat pengecekan keluaran (output) untuk melihat apakah untuk model itu telah dicapai pemecahan yang benar. Hal ini melengkapi diskusi naskah sebelumnya tentang program komputer itu.

Saya ingin menyatakan penghargaan kepada banyak pemakai buku ini baik di Amerika Serikat maupun di negara-negara lain yang telah menuliskan atau membuat komentar atau kritik yang membangun atau sekedar menanyakan keterangan mengenai sesuatu prosedur. Saya juga mengucapkan terima kasih kepada mereka yang ikut serta di dalam penyelidikan pemakai buku Mc Graw-Hill untuk menyediakan masukan (input) untuk perbaikan ini dan

berlangsung dalam pemakaian kalkulator-kalkulator yang dapat diprogram kepada komputer-komputer pribadi (PC = personal computer) dan pemakaian FEM yang semakin luas di dalam praktek. Kebanyakan mahasiswa pada tingkat bahan buku-ajar ini telah menerima sejumlah metodologi FEM tentang kuliah-kuliah statika dan struktur elemen, dan metode-metode matriks sudah lumrah pada kuliah matematika yang perlu pada tingkat universitas. Bagaimana pun, buku ajar ini memberikan cukup teori berlatar belakang FEM sehingga seharusnya pada pemakaiannya secara rata-rata akan mendapat hanya sedikit kesulitan dalam pemakaiannya. Sebagai alat bantu lebih jauh, program-program komputer yang diberikan dalam Lampiran, memakai peristilahan yang sama seperti dalam teori buku-ajar dan diberi KOMENTAR secara berlimpah sehingga logikanya mudah diikuti.

Buku ini hampir secara keseluruhan telah ditulis ulang untuk memasukkan bahan baru yang sesuai dan banyak angka-angka yang dimodifikasi, gambar-gambar baru ditambahkan dan kesemuanya digambar ulang. Bahan-bahan baru itu mencerminkan kepastakaan geoteknik yang sangat banyak yang telah diterbitkan selama 5 tahun yang lalu – sering dengan kesimpulan-kesimpulan yang saling bertentangan – dan membutuhkan penyingkatan dan sintesis yang luas agar dapat ditempatkan dalam bentuk yang bermanfaat dan mudah dipakai.

Buku ini bukan suatu tinjauan kepastakaan, tetapi diperlukan daftar rujukan yang luas untuk melengkapi dan memberikan wewenang kepada bahan yang disajikan maupun untuk memberikan penghargaan profesional kepada mereka yang membantu terhadap kemajuan dalam ilmu pengetahuan dan praktek. Karena keterbatasan ruang, saya terpaksa membatasi pemberian rujukan sampai lebih dari satu dua kali untuk setiap pokok yang dibahas. Akan tetapi, karena rujukan yang disebut itu sendiri mengandung daftar-daftar yang panjang, maka pembaca yang berminta dengan mudah dapat membuat teknik/pembuktian atau pengisian latar belakang dengan hanya sedikit upaya pencarian kepastakaan. Bila pembatasan daftar rujukan itu telah meniadakan suatu urusan yang penting, maka hal itu sangat disesalkan. Juga diharapkan bahwa para penulis muda tidaklah merasa tersinggung oleh praktek pemakaian istilah 'dan kawan-kawan' (at al.) bila terdapat rujukan yang disusun oleh lebih dari dua mitra-penulis.

Untuk meliputi pokok Rekayasa Pondasi secara layak, perlu rentangan luas perihal bahan pokok bahasan sebagaimana yang ditetapkan oleh cakupan naskah seperti tercantum dalam Bab 1. Rentang bahan pokok bahasan itu dalam kesukaran penghitungannya berkisar dari keperluan pemakaian kalkulator bertaraf maju yang dapat diprogram sampai kepada komputer digital. Rentang bahan itu memungkinkan pemakaian buku ini untuk dipakai dalam kurikulum Rekayasa Sipil. Struktural, Arsitektural dan Konstruksi melalui pemilihan yang bijak tentang pokok persoalan dan untuk pemakaian selama paling sedikit dua tahun ajaran.

Ciri-ciri khas pada edisi ini mencakup penekanan lebih besar atas pemakaian komputer dan pemasukan program-program komputer lengkap tambahan pada Lampiran. Dalam edisi-edisi terdahulu, beberapa kebiasaan pembalikan/inversiyang dianggap dapat ditemukan secara umum dalam perpustakaan-perpustakaan pusat komputer telah dihilangkan untuk menghemat ruang naskah; hal-hal itu sekarang dimasukkan. Segala program yang dialihkan dari edisi-edisi terdahulu telah diperbarui menurut versi terakhir dalam keputusan program yang ada pada penulis. Pada tempat-tempat di mana dikerjakan contoh-contoh yang memakai suatu program komputer, berkas-berkas data yang lengkap baik memakai lembar-lembar hasil/output atau berikut program komputernya telah disenaraikan. Guna mengurutkan pokok bahasan secara lebih nalar, maka telah dibuat revisi-revisi besar dalam semua bab. Bab 12 mengenai tembok-tembok penahan telah ditata ulang secara menyeluruh untuk mulai memperkenalkan tanah yang diperkuat/bertulang

termasuk Richard Barksdale, Georgia Institute of Technology; Turgut Demirel, Iowa State University; Robert Easton, Rochester Institute of Technology; Mete Oner, Oklahoma State University; Walter Sherman, Tulane University; Wen L. Wang, California State University, Los Angeles dan Richard Woods, University of Michigan, kepada pemeriksa terakhir naskah ini William Baron dari Clemson University.

Akhirnya saya menghargai kontribusi yang cukup banyak dari isteri saya Faye, yang telah membantu seperti biasanya dengan pengetikan dan banyak pekerjaan lain untuk menghasilkan naskah ini.

Joseph E. Bowles

Untuk Dosen:

Di bawah ini penulis menganjurkan mata kuliah pendekatan atau menggunakan buku teks ini untuk mata kuliah, lebih dari 3 kredit.

Kuliah Pertama diikuti melalui pilihan		Mata kuliah		2 Mata kuliah secara berurutan	
Bab:	Kuliah Periode	Bab	Periode	Bab :	Periode
1, 2	6	2-3	6	1-2	6
3, 4, 5	1-2 masing-masing	4, 5	6	3	3
6, 7	1-2 gabungan	8	2 topik-topik khusus	4, 5	6
8	lewatkan kecuali tidak mencakup pondasi telapak kaki dalam R/C	9	3	6, 7	3
9	2	10	6 pengkopelan, topik-topik khusus	8	3
10	1-2	11	3	9	5
11	2	12, 13	6	10	6
11	2	12, 13	5	20	selesai
		Mata kuliah pilihan		Mata kuliah wajib	
12	pada tanah bertulang lewatkan diam kecuali R/C tidak mencakup dinding	12-15	12	12	3
13-15	1-2 masing-masing	16, 17	9	13	5
16-17	2-3 untuk keduanya	18, 19	15	14	4
18-20	untuk setiap bab			15	3
R/C = mata kuliah beton bertulang juga harus diikuti oleh mahasiswa				16, 17	6
				18	6
				19	selesai

Pendekatan di atas dan tergantung pada panjangnya semester dan pandangan dosen untuk topik-topik tertentu. Dengan penggunaan program komputer yang bebas (dalam Lampiran dan anjuran-anjuran yang lain yang digunakan dalam bab-bab tertentu) petunjuk dapat digunakan lebih efisien dan dengan mahasiswa lebih mampu menggunakan sejumlah telaah-telaah pada metrik pada saat melakukan pemeriksaan hasil yang dikehendaki untuk setiap tingkatan. Tidak ada hasil yang seharusnya diterima kecuali kalau mahasiswa-mahasiswa menempatkannya pada sketsa dengan rapi menunjukkan data masalah kritis dan yang mana nilai-nilai hasil telah diperiksa. Satu-satunya yang perlu lebih diperiksa dari pada penyajian akhir horisontal dan vertikal secara rutin dilakukan dengan program seperti suatu periksa sendiri internal. Mahasiswa harus menunjukkan gaya-gaya pada suatu simpul dan suatu keseimbangan, atau suatu perhitungan dari tanah, dan seterusnya., sebagai bagian dari hasil verifikasi. Juga memeriksa seperti penghitungan reaksi simpul dan tekanan tanah merupakan contoh-contoh yang berguna untuk memberikan pemakai program suatu pemahaman dari program apa yang sedang dilakukan.

DAFTAR SIMBOL-SIMBOL PRIMER YANG DIPAKAI DALAM TEKS

Bagaimana pun, daftar ini tak lengkap. Simbol-simbol ini biasanya diidentifikasi menurut pemakaian bila pemakaiannya berbeda dari yang diberikan berikut. Tidak semua tulisan di bawah garis (subscripts) yang diperlihatkan.

- A = luas atau dipakai sebagai koefisien, dapat ditempatkan pada garis bawah
- B = ukuran alas lateral terkecil (ada kalanya dinyatakan sebagai $2B$)
- B' = $B/2$ bila ukuran alas = B
- C_c = indeks kompresi (Bab 2 dan 5)
- C'_c = rasio kompresi (Bab 2)
- C_r = indeks kompresi – ulang (Bab 2 dan 5)
- C_α = indeks kompresi sekunder
- c = kohesi tanah
- c_i = konstanta peredaman dipakai dalam Bab 20 ($i = x, y, z$, dan θ_i)
- c_v = koefisien konsolidasi (Bab 2)
- D = kedalaman alas telapak atau tiang pancang
- D_c = seluruh ketebalan dari pelat/alas beton
- D_r = kerapatan nisbi
- d = kedalaman efektif dari suatu pelat dasar beton (menurut c.g.s. dari tulangan).
- E_c = modulus elastisitas beton
- E_p = modulus elastisitas bahan tiang pancang (Bab 20)
- E_s = modulus regangan-tegangan atau modulus deformasi tanah (juga modulus elastisitas).
- E_i = lambang koefisien energi dipakai dalam Bab 3 untuk menunjukkan nilai-nilai SPT
- e = rasio kosong (void)
- e_0 = rasio kosong langsung di tempat (in situ)
- F_0, F' = gaya-gaya dinamik seperti yang dipakai dalam Bab 20;
- F_0 = nilai dasar ; F = nilai pada ωr
- f'_c = kekuatan kompresi beton pada 28 hari
- f_y = kekuatan luluh pada tulangan baja, tiang pancang baja dan bagian-konstruksi baja lainnya.

- f_a = tegangan baja yang diizinkan
 G' = modulus tegangan-regangan geser (shear) pada tanah atau bahan lainnya yang dihitung dengan memakai Pers. (b) dari Pasal 2-14 atau menurut metode dinamik yang diberikan dalam Bab 20.
 G_s = berat jenis butir tanah yang menyusun suatu massa tanah tertentu (yang diberikan).
GWT = tinggi muka air tanah. (MAT).
 H = kedalaman pengaruh pada telapak (Bab 5); ketebalan lapisan; juga dipakai untuk ketinggian dinding dalam Bab 11–15, dan untuk tinggi energi (head) hidrolik dalam Bab 2.
 I_i = koefisien pengaruh penurunan dipakai dalam Bab 5.
 I_p = indeks plastisitas = $W_L - W_P$.
 I_{qi} = kelembaman massa untuk modulus putaran dalam Bab 20.
 J_a = koefisien yang ditentukan dalam Bab 20.
 J = momen puntir pada kelembaman.
 K = rasio lateral terhadap tegangan vertikal.
 K_o = rasio tegangan lateral/vertikal langsung di tempat (atau dalam keadaan diam).
 K_a = koefisien tekanan tanah aktif = $\tan^2 (45 + Q/2)$
 K_p = koefisien tekanan tanah pasif = $\tan^2 (45 + Q/2)$
 K_z = pegas tanah vertikal untuk pondasi balok-atas-elastis, alas hamparan dan alas bergetar.
 K_i = pegas tanah dinamik horisontal; $i = x, y$ dan z dipakai dalam Bab 20.
 K_{Qi} = pegas dinamik berputar; $i = x, y$ dan z yang dipakai dalam Bab 20.
 k = koefisien permeabilitas; k_x, k_y = nilai-nilai horisontal dan vertikal.
 k_s = modulus reaksi lapisan bawah (subgrade) baik vertikal atau horisontal.
 k'_s = $k_s B$ yang dipakai sebagai pembebanan balok dalam Bab 9.
 L = panjang alas atau telapak; juga panjang tiang pancang.
 m = eksponen; juga dipakai untuk massa = W/g dalam Bab 20.
 N = hitungan pukulan SPT.
 N_i = hitungan pukulan SPT pada i = efisiensi sebesar 55, 60, 70 persen, dan sebagainya.
 n = porositas, juga dipakai sebagai suatu eksponen.
OCR = rasio konsolidasi berlebihan
 P_a = gaya dinding yang disebabkan oleh tekanan tanah aktif
 P_p = gaya dinding yang disebabkan oleh tekanan tanah pasif
 P_o = tekanan vertikal langsung di tempat pada suatu kedalaman z .
 P'^o = tekanan vertikal efektif pada suatu kedalaman z .
 P'_c = tekanan pra-konsolidasi efektif pada suatu kedalaman z .
 Q = gaya vertikal (juga V dan terkadang P).
 q = tekanan beban-lebih = γz dipakai bergantian dengan P_o
 \bar{q} = tekanan beban-lebih efektif
 q_o = tekanan kontak telapak (atau alas)
 q_{ult} = tekanan tumpuan dihitung akhir (ultimate)
 q_a = tekanan dukung yang diizinkan
 q_u = kekuatan kompresi yang tak-tertahan
 R = gaya resultan — biasanya terhadap sebuah dinding seperti dalam Bab 11.
 S = derajat kejenuhan (Bab 2)
 S_t = kepekaan lempung (clay) (Bab 2)

- S = kekuatan geser
 s_u = kekuatan geser yang tak-tersalurkan (sering $s_u = q_u/2$).
 T = faktor waktu untuk analisis konsolidasi
 u = tekanan air pori (atau netral).
 w = kandungan air; w_N = alami (langsung di tempat); w_L = batas cairan; w_p = batas plastis
 \bar{y} = lokasi gaya resultan R dalam Bab 11; sifat eksentrisitas suatu massa berputar dalam Bab 20 seperti $F = m_e \bar{y} \omega^2$
 z = kedalaman yang diminati dari permukaan tanah
 α = sudut yang dipakai dalam Bab 4; faktor reduksi kohesi dalam Bab 16.
 β = sudut kemiringan tanah atau urugan; faktor tahanan kulit dalam Bab 16.
 β_d = sebagian dari hasil persamaan diferensial atau koefisien peredaman intern yang dipakai pada Bab 20.
 γ = satuan berat bahan; tulisan bawah garis (subscript) c = beton, kering, basah, jenuh (sat), dan sebagainya.
 γ' = berat satuan efektif yang dihitung sebagai $\gamma' = \gamma - \gamma_w$
 δ = sudut gesekan antara bahan seperti tiang pancang terhadap tanah, dan sebagainya.
 ΔH = penurunan pondasi seperti yang dipakai dalam Bab 5 dan Bab 18.
 Δq = pertambahan tegangan dalam lapisan dari beban telapak atau beban tiang pancang.
 Δu = tekanan air pori berlebihan
 ϵ = regangan = $\Delta q/E_s$ (atau q/E_s).
 η = sudut kemiringan alas dalam Bab 4.
 K_i = pengali untuk pegas dinamik K_i dalam Bab 20.
 λ = pengali untuk Bab 16; dengan tulisan bawah garis terdapat pengali peredaman dinamik pada Bab 20.
 μ = rasio Poisson =

$$\frac{\text{regangan tegaklurus terhadap tegangan yang diterapkan}}{\text{regangan pada arah tegangan yang diterapkan}}$$

 p = kerapatan massa pada tanah atau bahan lain; juga dipakai sebagai sudut perpecahan dari baji tanah yang tertahan oleh suatu dinding.
 σ_i = tekanan atau tegangan; i = arah seperti x , y atau z
 σ_o = tekanan normal efektif yang dihitung sebagai $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$
 ϕ = sudut gesekan dalam
 ϕ' = sudut gesekan dalam yang efektif

BAB

11

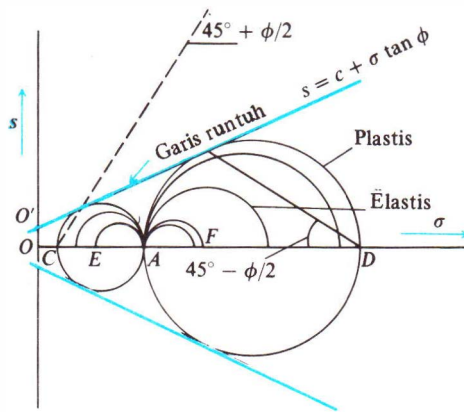
TEKANAN TANAH LATERAL

11-1 MASALAH TEKANAN TANAH LATERAL

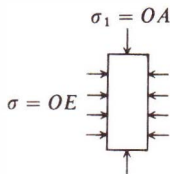
Tekanan tanah lateral adalah sebuah parameter perencanaan (design parameter) yang penting di dalam sejumlah persoalan teknik pondasi. Dinding penahan dan dinding papan turap (sheet-pile wall), galian yang diperkokoh dan juga yang tak diperkokoh (braced and unbraced excavations), tekanan searah (grain pressure) pada dinding silo dan tempat penyimpanan bijian (bin), tekanan tanah atau batuan pada dinding terowongan dan konstruksi-konstruksi lain yang ada di bawah tanah, semuanya ini memerlukan perkiraan tekanan lateral secara kuantitatif pada pekerjaan konstruksi, baik untuk analisa perencanaan maupun untuk analisa stabilitas.

Metode kesetimbangan plastis (plastic equilibrium) seperti yang dijelaskan dalam selubung keruntuhan Mohr (Mohr rupture envelope) pada Gambar 2-18 dan Gambar 11-1a adalah metode yang biasa digunakan untuk memperkirakan tekanan lateral pada tanah dan bahan-bahan lain seperti bijian, batu bara dan bijih tambang (ore). Pada keadaan tertentu digunakan metode elemen-hingga (finite element method—FEM) (dari kontinum elastis), tetapi metode ini mempunyai beberapa segi kekurangan tertentu (distinct disadvantages) untuk perencanaan yang biasa dilakukan. Tekanan pada sambungan pipa terowongan yang dilas (tunnel liner) dan pipa selubung (conduit) besar yang tertanam di bawah tanah lebih sesuai untuk FEM daripada analisa lainnya.

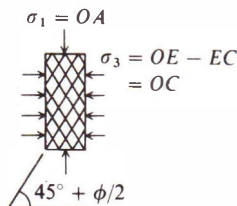
Tekanan tanah timbul selama pergeseran tanah (soil displacement) (atau selama peregangannya) tetapi sebelum tanah tersebut mengalami keruntuhan (on the verge of failure), seperti yang didefinisikan oleh selubung keruntuhan Mohr, maka tegangan-tegangan (stresses) tersebut tidak mempunyai harga tertentu (indeterminate). Tegangan-tegangan tersebut juga belum tentu terdapat pada bagian yang runtuh (rupture) karena sangat sukar untuk menghasilkan keadaan kesetimbangan plastis secara serempak di mana-mana di dalam massa tanah—hal ini biasanya merupakan peristiwa yang progresif. Walaupun demikian, hal ini pada prakteknya sudah biasa dianalisis sebagai suatu kejadian keadaan yang ideal, baik untuk mempermudah persoalannya maupun dari segi pembatasan parameter tanah yang diperlukan dengan tingkat reliabilitas yang tinggi.



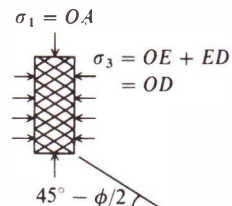
(a) Lingkaran Mohr K_0 dan pada kesetimbangan plastis (atau runtuh).



(b) Pancang awal K_0



(c) Tekanan aktif



(d) Tekanan pasif

GAMBAR 11-1 Ilustrasi konsep kesetimbangan elastis dan kesetimbangan plastis. Perhatikan bahwa di dalam c dan d garis-garis gelincir adalah sangat ideal.

Dengan mengacu kembali pada Gambar 11-1a, terdapat dua lingkaran yang dapat dibuat melalui titik A sebagai titik pusat dan yang menyinggung garis runtuh (rupture line). Kedua lingkaran ini menyatakan sebuah keadaan kesetimbangan plastis di dalam peregang-an bidang (plane strain). Salah satu dari lingkaran-lingkaran lain seperti EA atau AF akan menyatakan suatu keadaan tunak (steady state condition) (K_0) yang tergantung pada hasil perbandingan overkonsolidasi (overconsolidation ratio) (OCR) seperti yang didefinisikan dalam Bagian 2-4 (lihat juga Bagian 2-8).

11-2 TEKATAN TANAH AKTIF

Tekanan tanah aktif mengacu pada suatu kesetimbangan plastis yang digambarkan pada lingkaran runtuh (rupture circle) AC di dalam Gambar 11-1a. Keadaan setimbang ini didapatkan dari Gambar 11-1b dan c sebagai berikut. Pertama-tama gunakan tegangan OA dan tegangan OE sedemikian rupa sehingga diperoleh kondisi K_0 . Selanjutnya secara berangsur-angsur turunkan OE menjadi runtuh pada OC . Tegangan OA (maksimum) dan tegangan OC (minimum) dapat digunakan untuk menggambarkan sebuah lingkaran Mohr. Selisih antara OA dan OC sama dengan diameter lingkaran dan juga tegangan penyimpang (deviator stress) seperti yang akan didapat dari percobaan triaksial Ck_0 di dalam laboratorium Gambar 2-34, Kasus 2. Garis-garis gelincir tersebut akan mempunyai bentuk seperti yang diperlihatkan dalam gambar, karena bidang-bidang horisontal dan vertikal yang menjelaskan elemen tanah di dalam Gambar 11-1b adalah bidang-bidang utama (principal

planes) bila keadaan K_0 telah dicapai. Hal yang terakhir ini didasarkan pada susunan bahan-bahan dan tak tergantung pada sifat bahan yang bersangkutan; akan tetapi, pengamatan pada bentuk dinding-dinding dalam pasir menunjukkan bahwa sudut ini akan terbentuk.

Tekanan utama minimum $OC = \sigma_3$ ini dinamakan tekanan tanah aktif dan dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan (2.42); untuk mudahnya maka kita ulangi lagi di sini:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2-42)$$

Persamaan ini dikembangkan oleh Coulomb kira-kira pada tahun 1776 di dalam bentuk yang sangat berlainan. Tetapi kelihatannya Bell (1915)-lah yang pertama sekali memperkenalkan bentuk persamaan di atas. Persamaan ini sering ditulis di dalam literatur Eropa sebagai hubungan trigonometrik untuk fungsi tangen (tangen function) yang berikut:

$$\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi}$$

Mari kita selidiki keterlibatan praktis dari Gambar 11-1 dengan memakai Gambar 11-2. Dalam Gambar 11-2 kita telah menyisipkan sebuah dinding dengan ketebalan nol ke dalam massa tanah tak berkoheisi yang terkondolidasi normal (kita dapat memakai setiap jenis tanah tetapi cara ini menyederhanakan pembahasan). Pada titik ini kita mempunyai keadaan tegang K_0 pada dinding dan tekanan lateral (tanah-ke-dinding atau dinding-ke-tanah) berdasarkan ketentuan K_0 adalah

$$\sigma_h = K_0 \sigma_1$$

dan berbentuk segitiga karena pada kedalaman z manapun maka tekanan vertikal $\sigma_1 = \gamma z$. Karena tanahnya terkonsolidasi normal maka K_0 dapat ditentukan oleh rasio tegangan kualitatif dari Gambar 11-1a sebagai

$$K_0 = \frac{OE}{OA}$$

Sekarang mari kita gali tanah pada sisi kiri dari dinding Gambar 11-2a sampai suatu kedalaman H dalam Gambar 11-1b dan c. Kalau dinding itu tidak bergeser pada titik B (dinamakan garis keruk), maka dinding itu mungkin:

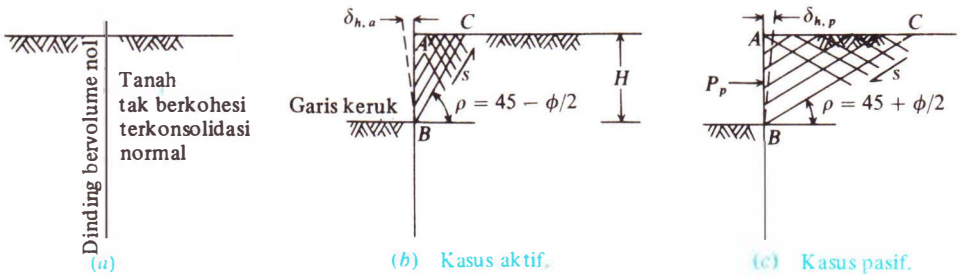
Berbelok ke samping (lateral) di bawah pembebanan balok konsol yang menyebabkan terbentuknya bidang-bidang garis galincir dalam tanah seperti pada Gambar 11-1c dan tekanan lateral $\sigma_h = \sigma_3$ pada rajahan lingkaran Mohr, sehingga bergerak dari E ke O . Kasus Gambar 11-1c berkembang karena tekanan K_0 yang dikenakan atas dinding tersebut berkurang pada waktu hal itu membelok menjauhi (tetapi diikuti) oleh tanah.

Kalau perpindahan tanah itu mencukupi, tekanan lateral itu mencapai keseimbangan plastis pada OC dan tekanan dindingnya adalah minimum (dinamakan "kasus tekanan aktif") sebesar

$$\sigma_h = \sigma_1 K_a$$

dari Persamaan (2-42). Kasus tekanan minimum ini dapat diterangkan dari pengamatan bahwa pasak gelincirnya adalah suatu volume minimum pada $45 + \phi/2$ dari horizontal (kemiringan garis dari C ke titik tangen dari Gambar 11-1a) dan ketahanan geser pada bidang geser menahan pasak itu menggelincir ke dalam dinding.

Suatu defleksi lateral yang terbatas memberikan tekanan dinding yang lebih besar —tetapi tak-menentukan—ditengah-tengah antara OC dan OE . Sebabnya ialah bahwa



GAMBAR 11-2. Pengidealan tekanan tanah aktif dan pasif dari suatu K_0 yang berkembang dengan menyisipkan dinding dengan ketebalan nol (volume) ke dalam suatu massa tanah seperti pada (a)

tanah memerlukan suatu regangan pembatas untuk mengerahkan tahanan geser maksimum pada bidang gelincir. Kasus tekanan aktif ini digambarkan sebagai kasus no. 2 dari Gambar 2-34.

2. Tidak membelok sama sekali kalau tidak cukup kaku dan dalam kasus ini tekanan lateralnya tetap berada pada

$$\sigma_h = \gamma z K_0$$

Karena suatu perpindahan lateral dari dinding menghasilkan suatu keadaan tekanan tanah aktif di mana tekanan dindingnya menurun sampai suatu minimum, kita dapat bertanya apa yang akan terjadi jika tidak ada dinding. Dalam kasus ini kita mempunyai $\sigma_3 = 0$ dan nyata bahwa jika tekanan tanah dikerahkan pada sembarang bidang gelincir (seperti BC dari Gambar 11-2b) tidak mencukupi untuk memenuhi statika dari pasak ABC akan tergelincir ke dalam galian. Hal ini dengan mudah dapat diamati dalam suatu galian kecil dalam pasir kering di mana sisi-sisinya membentuk lereng dengan suatu sudut terhadap horisontal.

Hal itu seharusnya juga jelas bahwa pada waktu suatu lubang dibuka maka tanah di sekelilingnya akan serentak berpindah secara menyamping (lateral) sepanjang bidang gelincir yang serupa ke dalam rongga. Pada waktu hal ini terjadi maka setiap gawai (alat) yang disisipkan ke dalam lubang tersebut mula-mula harus "mendorong" tanah yang berpindahkan ini kembali ke dalam tempat aslinya sebelum keadaan setempatnya dapat direproduksi. Ternyata bahwa mendorong tanah kembali ke dalam tempatnya semula adalah hampir tak-mungkin, dan selain itu kita mengadakan perubahan dalam struktur tanah. Hal ini membuat sangat sukar untuk mengukur K_0 dalam setiap lubang yang digali—termasuk lubang pemboran.

Karena dinding itu harus memutar/memindahkan ke arah samping menjauhi tanah yang tertinggal untuk menghasilkan kondisi tekanan tanah aktif (atau K_a), maka pertanyaan yang menarik perhatian ialah berapa banyak perputaran yang diperlukan? Secara sederhana hal ini diselidiki dan yang berikut dapat dipakai sebagai pedoman.

Tanah dan keadaan	Banyaknya pengalihan, $\delta_{h,a}$
Tak berkohesi, padat	0,001 sampai 0,002H
Tak berkohesi, longgar	0,002 sampai 0,004H
Kohesif, keras	0,01 sampai 0,02H
Kohesif, lunak	0,02 sampai 0,05H

Sebagaimana telah dicatat sebelumnya, kalau tidak terdapat perpindahan lateral yang cukup maka tekanan dinding tersebut tidaklah tertentu di antara K_0 dan K_a . Kebanyakan dinding itu dirancang untuk menahan tekanan tanah aktif karena setiap perputaran untuk keruntuhan biasanya cukup untuk membentuk kasus tekanan minimum (atau aktif). Pada tempat-tempat di mana geometri dinding itu sedemikian rupa sehingga tekanan aktif itu tak dapat dikembangkan, maka akan perlu untuk merancang dinding tersebut untuk tekanan menyamping (lateral) yang lebih tinggi. Suatu dinding lentur selamanya sangat mungkin untuk terdeformasi secukupnya untuk kasus tekanan aktif sebelum terjadi kerusakan; akan tetapi, suatu dinding yang sangat kaku mungkin akan tiba-tiba tergeser tanpa diberi kesempatan untuk berkembangnya tekanan tanah yang aktif.

11-3 TEKATAN TANAH PASIF

Keadaan tekanan tanah pasif diberikan oleh lingkaran Mohr yang lebih besar dari Gambar 11-1a. Keadaan ini dikembangkan dengan memperoleh kondisi-kondisi K_0 dari Gambar 11-1b dan memelihara agar OA konstan sementara kita menambah tekanan lateral dari OE sampai kepada kerusakan keseimbangan plastis pada OD (dan situasi kasus 4 dari Gambar 2-34). Bidang-bidang gelincir dalam tanah itu sekarang membentuk sudut sebesar $45-\phi/2$ dengan horisontal dan merupakan ϕ dari keadaan aktif. Orientasi sudut gelincir ini diperlihatkan oleh garis dari D sampai ke titik tangen dari lingkaran Mohr besar pada Gambar 11-1a.

Tegangan utama mayor (major) $OD = \sigma_1$ dapat dihitung secara analitis dari lingkaran Mohr sama halnya seperti tekanan aktif untuk mendapatkan Persamaan (2-41) dalam Bagian 2-11, yang diulangi lagi penulisannya di sini untuk memudahkan kita

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2-41)$$

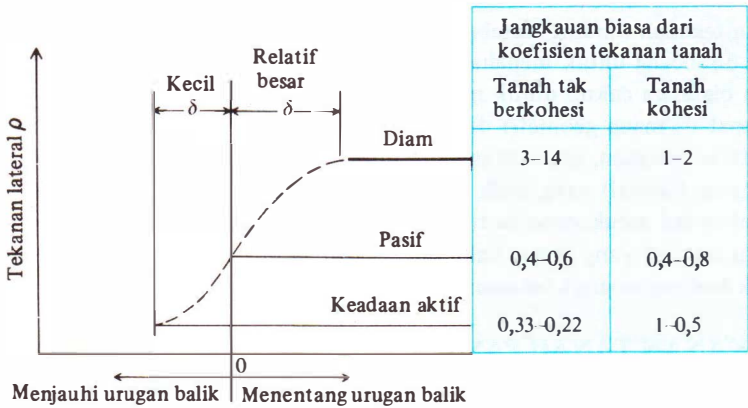
Tekanan tanah pasif dikembangkan dengan meningkatkan tekanan lateral dari OE sampai OD dalam Gambar 11-1b dan d hal ini sama dengan mendorong dinding dari Gambar ke dalam tanah. Tanah tersebut akan mengalami perubahan bentuk deformasi dan dengan perubahan bentuk yang cukup maka dikerahkanlah tahanan geser maksimum; akan tetapi perhatikan:

1. Volume baji tahanan adalah jauh lebih besar.
2. Tahanan geser yang dikerahkan s menentang dinding tersebut (di mana dalam kasus aktif hal itu membantu dinding).

Perubahan dalam pasak tahanan ABC merupakan sebab utama mengapa suatu dinding yang bergerak maju sampai ke kasus tekanan aktif minimum tak dapat didorong kembali kepada posisinya semula.

Gambar 11.3 menggambarkan pergerakan relatif dan urutan besarnya koefisien tekanan tanah lateral yang didapat dari perbandingan analitis dalam Persamaan (2-41) dan (2-42). Tekanan tanah pasif yang khas yang dibentuk oleh pelat anker atau balok-balok yang dibenamkan ke dalam tanah memakai sebuah batang atau kabel regang sehingga kabel tersebut menarik balok itu terhadap tanah. Kasus tekanan pasif lain adalah tanah di bawah garis keruk dari Gambar 11-2 yang harus menahan dinding agar tidak bergerak maju dari titik B menurun sehingga tekanan aktif dapat dibentuk dibelakang dinding dari pasak tanah yang ditentukan oleh garis BC .

Pembahasan ini dilakukan atas dasar teoretis. Sekarang kita harus mempunyai sesuatu untuk menerapkan asas-asas ini dengan cara yang umum untuk menilai berapa besar tekanan tanah itu untuk terapan-terapan tertentu. Dewasa ini terdapat dua prosedur umum



GAMBAR 11-3. Gambaran tekanan aktif dan pasif dengan jangkauan perubahan harga biasa untuk tanah tak berkohesi dan untuk tanah yang kohesif.

untuk massa tanah dan sebuah teori metode elastisitas untuk beban-beban atas massa tanah yang harus ditahan oleh dinding itu. Metode-metode ini akan ditinjau dalam beberapa bagian yang berikut.

11-4 TEORI TEKATAN TANAH COULOMB

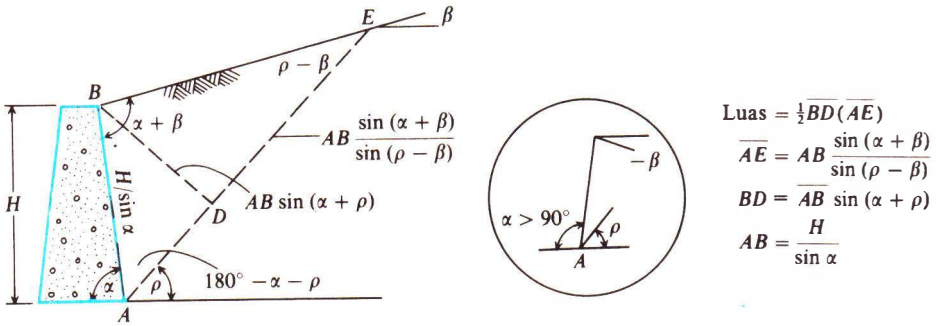
Anggapan-anggapan dasar di dalam teori tekanan tanah yang dikemukakan oleh C.A. Coulomb sekitar tahun 1776 (teori tekanan tanah Coulomb) adalah sebagai berikut:

- 1. Tanah adalah isotropik dan homogen yang mempunyai gesekan dalam dan kohesi.
- 2. Bidang runtuh adalah sebuah bidang rata (seperti BC pada Gambar 11-2b). Permukaan urugan balik (backfill surface) merupakan bidang datar.
- 3. Dengan nilai yang sama tahanan gesekan didistribusi sepanjang permukaan runtuh yang rata, dan koefisien gesekan tanah ke tanah $f = \tan \phi$.
- 4. Keping runtuh (failure wedge) adalah melalui translasi sebuah benda tegar.
- 5. Adanya gesekan dinding, yaitu, keping runtuhan bergerak dalam kaitan terhadap bagian punggung dari dinding, maka berkembanglah suatu gaya gesek antara tanah dan dinding. Sudut gesekan ini biasanya dinamakan δ .
- 6. Keruntuhan adalah suatu persoalan pereganggan dinding; tinjaulah satu satuan panjang dari sebuah benda yang panjangnya tak berhingga.

Kekurangan utama dalam teori Coulomb ini ialah asumsinya bahwa, tanah ideal dan permukaan runtuh adalah bidang rata (meskipun untuk pasir bersih dalam kasus tekanan aktif, gambar-gambar dari dinding-dinding model menunjukkan bahwa daerah patahan itu hampir merupakan suatu bidang seperti BC pada Gambar 11-2b.

Persamaan-persamaan yang didasarkan pada teori Coulomb untuk tanah tak kohesi didapat dari Gambar 11-4 dan Gambar 11-5. Berat potongan tanah ABE adalah

$$W = \gamma A(1) = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \tag{a}$$



GAMBAR 11-4. Keping runturan (failure wedge) yang digunakan dalam menurunkan persamaan Coulomb untuk tekanan aktif. Perhatikan bahwa β dapat mempunyai harga \pm dan $0 < \alpha < 180^\circ$.

Gaya aktif P_a adalah suatu komponen dari vektor berat seperti yang digambarkan dalam Gambar 11-5c. Dengan memakai rumus sinus, maka kita dapatkan

$$\frac{P_u}{\sin (\rho - \phi)} = \frac{W}{\sin (180 - \alpha - \rho + \phi + \delta)}$$

atau

$$P_a = \frac{W \sin(\rho - \phi)}{\sin(180 - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (b)$$

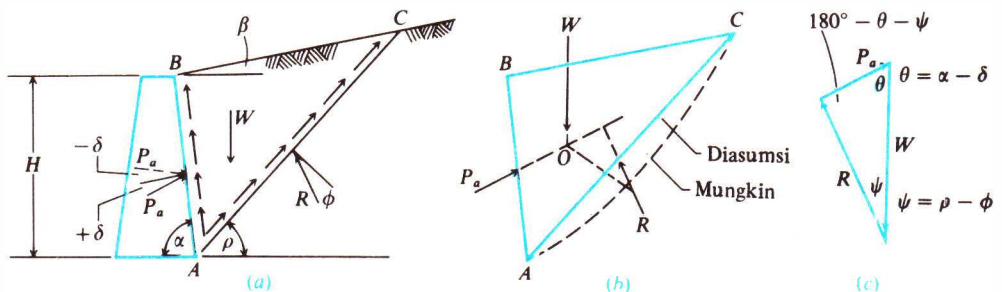
Dari Persamaan (b) dapat dilihat bahwa harga $P_a = f(\rho)$; artinya semua faktor lainnya yang diberikan untuk sebuah soal adalah konstan, sedangkan harga P_a yang paling diperlukan adalah harga yang terbesar. Dengan menggabungkan Persamaan (a) dan (b), kita dapatkan

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(180 - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (c)$$

maka harga maksimum dari gaya dinding aktif P_a diperoleh sebesar $dP_a/dp = 0$ untuk menghasilkan

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (11-1)$$

GAMBAR 11-5 (a) Kondisi-kondisi keruntuhan yang diasumsikan; (b) menunjukkan bahwa gaya-gaya resultan tidak melalui titik O; sehingga kesetimbangan statis (static equilibrium) tidak dipenuhi; (c) segitiga gaya untuk menghasilkan P_d .



Jika $\beta = \delta = 0$ dan $\alpha = 90^\circ$ (untuk sebuah dinding vertikal licin yang mempunyai urugan balik horisontal) maka Persamaan (11-1) dapat disederhanakan menjadi

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (11-2)$$

yang juga merupakan persamaan Rankine untuk tekanan tanah aktif yang akan ditinjau dalam bagian berikutnya. Persamaan (11-2) mempunyai bentuk umum

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a$$

di mana

$$K_a = \frac{\sin^2 (\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin (\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \beta)}{\sin (\alpha - \delta) \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (11-3)$$

dan merupakan sebuah koefisien yang mengandung α , β , δ , dan ϕ , tapi tidak tergantung pada γ dan H . Tabel 11-1 memberikan harga-harga K_a untuk sudut-sudut tertentu, dan suatu program komputer dapat ditulis dengan mudah untuk menentukan harga-harga K_a untuk kombinasi-kombinasi sudut lain.

Tekanan tanah pasif diturunkan dengan cara yang serupa kecuali inklinasi pada dinding dan segitiga gayanya seperti terlihat dalam Gambar 11-6.

Dari Gambar 11-6 terlihat bahwa berat dari massa yang runtuh yang diasumsikan adalah

$$W = \frac{\gamma H^2}{2} \sin (\alpha + \rho) \frac{\sin (\alpha + \beta)}{\sin (\rho - \beta)} \quad (d)$$

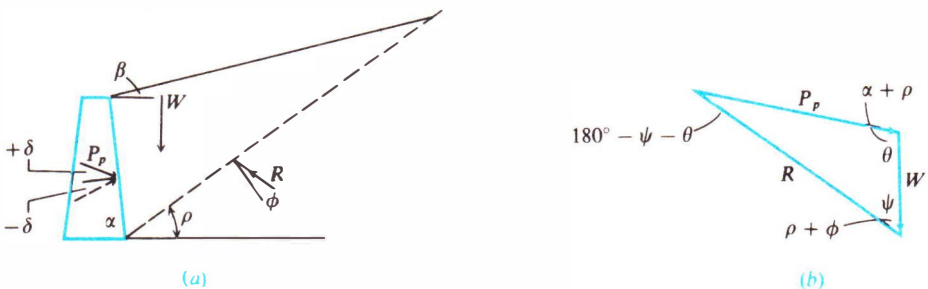
dan dengan menggunakan rumus sinus dari segitiga gaya diperoleh

$$P_p = W \frac{\sin (\rho + \phi)}{\sin (180 - \rho - \phi - \delta - \alpha)} \quad (e)$$

Dengan menetapkan turunan $dP_p/d\rho = 0$ maka diperoleh harga minimum dari P_p sebagai berikut:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2 (\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin (\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi + \beta)}{\sin (\alpha + \delta) \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (11-4)$$

GAMBAR 11-6. (a) Keping runtuh dan gaya-gaya yang bekerja untuk tekanan pasif; (b) poligon gaya untuk perhitungan tekanan pasif.



Untuk sebuah dinding vertikal licin (smooth vertical wall) yang mempunyai urugan balik horisontal ($\delta = \beta = 0$ dan $\alpha = 90^\circ$), maka Persamaan (11-4) disederhanakan menjadi

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (11-5)$$

Persamaan (11-4) dapat juga ditulis:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p$$

di mana

$$K_p = \frac{\sin^2 (\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin (\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi + \beta)}{\sin (\alpha + \delta) \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (11-6)$$

Tabel 11-2 memberikan harga-harga K_p untuk sudut-sudut khusus ϕ , α , δ , dan β .

Gambar 11-1 memperlihatkan bahwa tekanan tanah tergantung pada tekanan efektif di dalam tanah dan bukan tergantung pada tekanan total. Ini berarti bahwa tekanan dinding di bawah permukaan air adalah jumlah tekanan hidrostatik dan tekanan tanah lateral dari berat satuan efektif γ' dari tanah.

Tabel 11-1 Koefisien-koefisien K_a tekanan tanah aktif berdasarkan persamaan Coulomb (11-3).

ALPHA = 90										BETA = 10	
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42		
0	0.354	0.328	0.304	0.281	0.259	0.239	0.220	0.201	0.184		
16	0.311	0.290	0.270	0.252	0.234	0.216	0.200	0.184	0.170		
17	0.309	0.289	0.269	0.251	0.233	0.216	0.200	0.184	0.169		
20	0.306	0.286	0.267	0.249	0.231	0.214	0.198	0.183	0.169		
22	0.304	0.285	0.266	0.248	0.230	0.214	0.198	0.183	0.168		
ALPHA = 90										BETA = -5	
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42		
0	0.371	0.343	0.318	0.293	0.270	0.249	0.228	0.209	0.191		
16	0.328	0.306	0.284	0.264	0.245	0.226	0.209	0.192	0.176		
17	0.327	0.305	0.283	0.263	0.244	0.226	0.208	0.192	0.176		
20	0.324	0.302	0.281	0.261	0.242	0.224	0.207	0.191	0.175		
22	0.322	0.301	0.280	0.260	0.242	0.224	0.207	0.191	0.175		
ALPHA = 90										BETA = 0	
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42		
0	0.390	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217	0.198		
16	0.349	0.324	0.300	0.278	0.257	0.237	0.218	0.201	0.184		
17	0.348	0.323	0.299	0.277	0.256	0.237	0.218	0.200	0.183		
20	0.345	0.320	0.297	0.276	0.255	0.235	0.217	0.199	0.183		
22	0.343	0.319	0.296	0.275	0.254	0.235	0.217	0.199	0.183		
ALPHA = 90										BETA = 5	
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42		
0	0.414	0.382	0.352	0.323	0.297	0.272	0.249	0.227	0.206		
16	0.373	0.345	0.319	0.295	0.272	0.250	0.229	0.210	0.192		
17	0.372	0.344	0.318	0.294	0.271	0.249	0.229	0.210	0.192		
20	0.370	0.342	0.316	0.292	0.270	0.248	0.228	0.209	0.191		
22	0.369	0.341	0.316	0.292	0.269	0.248	0.228	0.209	0.191		
ALPHA = 90										BETA = 10	
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42		
0	0.443	0.407	0.374	0.343	0.314	0.286	0.261	0.238	0.216		
16	0.404	0.372	0.342	0.315	0.289	0.265	0.242	0.221	0.201		
17	0.404	0.371	0.342	0.314	0.288	0.264	0.242	0.221	0.201		
20	0.402	0.370	0.340	0.313	0.287	0.263	0.241	0.220	0.201		
22	0.401	0.369	0.340	0.312	0.287	0.263	0.241	0.220	0.201		
ALPHA = 90										BETA = 15	
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42		
0	0.482	0.440	0.402	0.367	0.334	0.304	0.276	0.251	0.227		
16	0.447	0.408	0.372	0.340	0.310	0.283	0.258	0.234	0.213		
17	0.447	0.407	0.372	0.339	0.310	0.282	0.257	0.234	0.212		
20	0.446	0.406	0.371	0.338	0.309	0.282	0.257	0.234	0.212		
22	0.446	0.406	0.371	0.338	0.309	0.282	0.257	0.234	0.212		

Tabel 11-2 Koefisien-koefisien K_p tekanan tanah pasif berdasarkan persamaan Coulomb (11-6).

ALPHA = 90 BETA = -10									
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	1.914	2.053	2.204	2.369	2.547	2.743	2.957	3.193	3.452
16	2.493	2.956	3.247	3.571	3.934	4.344	4.807	5.335	5.940
17	2.760	3.034	3.339	3.679	4.062	4.493	4.983	5.543	6.187
20	2.980	3.294	3.645	4.041	4.488	4.997	5.581	6.255	7.039
22	3.145	3.490	3.878	4.317	4.816	5.389	6.050	6.819	7.720
ALPHA = 90 BETA = -5									
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.223	2.392	2.577	2.781	3.004	3.250	3.523	3.826	4.163
16	3.367	3.709	4.094	4.529	5.024	5.591	6.243	7.000	7.883
17	3.469	3.828	4.234	4.694	5.218	5.820	6.516	7.326	8.277
20	3.806	4.226	4.704	5.250	5.879	6.609	7.462	8.468	9.665
22	4.064	4.532	5.067	5.684	6.399	7.236	8.222	9.397	10.809
ALPHA = 90 BETA = 0									
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.561	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599	5.045
16	4.195	4.652	5.174	5.775	6.469	7.279	8.229	9.356	10.704
17	4.346	4.830	5.385	6.025	6.767	7.636	8.661	9.882	11.351
20	4.857	5.436	6.105	6.886	7.804	8.892	10.194	11.771	13.705
22	5.253	5.910	6.675	7.574	8.641	9.919	11.466	13.364	15.726
ALPHA = 90 BETA = 5									
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.943	3.203	3.492	3.815	4.177	4.585	5.046	5.572	6.173
16	5.250	5.878	6.609	7.464	8.474	9.678	11.128	12.894	15.076
17	5.475	6.146	6.929	7.850	8.942	10.251	11.836	13.781	16.201
20	6.249	7.074	8.049	9.212	10.613	12.321	14.433	17.083	20.468
22	6.864	7.820	8.960	10.334	12.011	14.083	16.685	20.011	24.352
ALPHA = 90 BETA = 10									
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	3.385	3.712	4.080	4.496	4.968	5.507	6.125	6.840	7.673
16	6.652	7.545	8.605	9.876	11.417	13.309	15.665	18.647	22.497
17	6.992	7.956	9.105	10.492	12.183	14.274	16.899	20.254	24.633
20	8.186	9.414	10.903	12.733	15.014	17.903	21.636	26.569	33.270
22	9.164	10.625	12.421	14.659	17.497	21.164	26.012	32.601	41.863
ALPHA = 90 BETA = 15									
δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	3.913	4.331	4.807	5.352	5.980	6.710	7.563	8.570	9.768
16	8.611	9.936	11.555	13.557	16.073	19.291	23.494	29.123	36.894
17	9.139	10.590	12.373	14.595	17.413	21.054	25.867	32.409	41.603
20	11.049	12.986	15.422	18.541	22.617	28.080	35.629	46.458	62.759
22	12.676	15.067	18.130	22.136	27.506	34.930	45.584	61.626	87.354

Contoh 11-1. Berapakah gaya aktif total per meter dari dinding untuk suatu dinding tanah seperti diperlihatkan dalam Gambar E11-1, dengan menggunakan persamaan-persamaan Coulomb? Di manakah P_a bekerja?

Pemecahan. Ambillah gesekan dinding $\delta = 2\phi/3 = 20^\circ$ (taksiran umum). Untuk $\phi = 30^\circ$ diperoleh $K_0 = 0,34$ dari Tabel 11-1.

$$p_a = \gamma z K_a$$
$$P_a = \int_0^H \gamma z K_a (dz) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$
$$P_a = \frac{1}{2}(17,52)(5)^2(0,34) = 74,5 \text{ kN/m}$$

Dengan menjumlahkan momen-momen sekitar puncak kita dapatkan

$$P_a \bar{y}' = \int_0^H \gamma z K_a (z)(dz) = \frac{\gamma H^3}{3} K_a$$

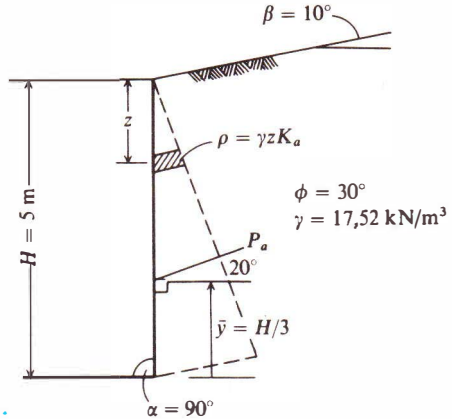
Dengan memakai lambang P_a dan menggunakan persamaan dapatkanlah

$$\bar{y}' = \frac{2\gamma H^3 K_a}{3\gamma H^2 K_a} = \frac{2}{3} H \quad \text{dari puncak atau}$$

$$\bar{y} = H - \frac{2H}{3} = \frac{H}{3} \quad \text{dari alas (nilai yang biasa dipakai)}$$

Untuk $\delta = 20^\circ$ suatu poligon gaya akan menunjukkan bahwa P_a akan bertindak atas dinding seperti yang diperlihatkan dalam Gambar E11-1.

////



GAMBAR E11-1.

Contoh 11-2. Berapakah gaya aktif total per satu satuan lebar dinding dan di manakah tempat gaya resultan untuk dinding seperti dalam Gambar E11-2a? Gunakan persamaan-persamaan Coulomb dan ambillah sebuah dinding licin ($\delta = 0^\circ$).

Pemecahan. Kita mempunyai beban tambahan yang terlihat di $z = 0$ pada dinding sebagai suatu tekanan q (yang mungkin disebabkan oleh suatu kedalaman tanah fiktif sebesar γz_0). Untuk setiap tanah akan terdapat nilai K_a sebesar

$$K_{a1} = 0,307 \quad K_{a2} = 0,333 \quad (\text{Tabel 11-1})$$

Pada $z = 0$ (puncak dinding di mana beban tambahan itu bertindak) kita dapatkan

$$p_1 = \gamma z_0 K_a = q K_a = 100(0,307) = 30,7 \text{ kPa}$$

Pada bidang-bersama (ditafsirkan sebagai $z - dz$) dari lapisan puncak $z = 3,5$ m dan memperhatikan beban-tambahan q tersebut terbawa terus sehingga memberikan efek $q_z = \gamma z_0 + \gamma z$ kita dapatkan

$$\begin{aligned} p_2 &= (q + \gamma z_1) K_a = (100 + 16,5(3,5)) 0,307 \\ &= 30,7 + 17,7 = 48,4 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Sering lebih mudah untuk tetap mempertahankan berbagai efek secara terpisah. Di sini kita lihat bahwa q memberikan tekanan dinding (konstan) persegi panjang sedangkan kedalaman tanah yang bertambah memberikan diagram tekanan segitiga dengan 17,7 kPa pada dasarnya.

Melanjutkan untuk tanah nomor 2: Pada kedalaman $z + dz = 3,5$ m kita sampai ke dalam tanah nomor 2 dan karena kedalaman merupakan tempat permukaan air, maka kita harus memakai $\gamma' = 19,25 - 9,81 = 9,44 \text{ kN/m}^3$

Tepat pada bidang-bersama kita dapatkan

$$\begin{aligned} p'_2 &= (q + 16,5(3,5) + 9,44(dx)) K_{a2} \\ &= (100 + 16,5(3,5) + 0) 0,333 = 52,5 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Perhatikan bahwa kita mempunyai ketaksinambungan mendadak diagram tekanan sebesar 48,8 kPa dan pada 3,5 + dx terdapat suatu tekanan 52,5 kPa. Pada bagian alas dinding kita mendapatkan

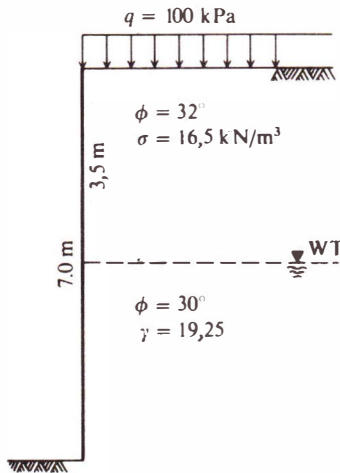
$$p_3 = (100 + 16,5(3,5) + 9,44(3,5))K_a2$$

yang sama dengan

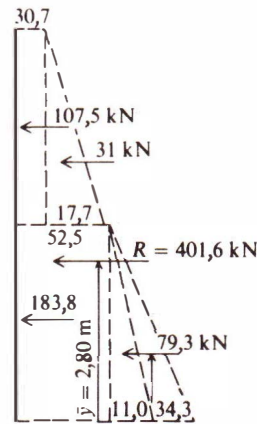
$$\begin{aligned} p_3 &= 52,5 + 9,44(3,5)0,333 \\ &= 52,5 + 11,0 = 63,5 \text{ kPa} \quad (\text{lagi-lagi angka } 11,0 \text{ merupakan segitiga}) \end{aligned}$$

Air juga membantu tekanan lateral dan mempunyai $K_a + K_p = 1$ karena $\phi = 0^\circ$

$$p_w = \gamma_w z_w = 9,807(3,5) = 34,3 \text{ kPa}$$



GAMBAR E11-2a



GAMBAR E11-4a

Nilai-nilai tekanan ini dirajahkan pada Gambar E11-2b sehingga beberapa daerah tekanan itu dapat dipadukan secara numerik untuk mendapatkan suatu gaya dinding total. Dengan memakai segitiga-segitiga dan empat persegi panjang seperti yang diperlihatkan, maka gaya dinding total itu adalah jumlah dari beberapa daerah dan gaya-gaya tersebut yang bertindak lewat sentroida-sentroida dari daerah-daerah seperti yang diperlihatkan sehingga dengan mudah kita dapat menjumlahkan momen-momen di sekitar alas guna mendapatkan

$$R\bar{y} = \sum P_i y_i$$

$$P_1 = 30,7(3,5) = 107,5 \text{ kN} \quad y_1 = 3,5 + \frac{3,5}{2} = 5,25 \text{ m}$$

$$P_2 = 17,7\left(\frac{3,5}{2}\right) = 31,0 \text{ kN} \quad y_2 = 3,5 + \frac{3,5}{3} = 4,67$$

$$P_3 = 52,5(3,5) = 183,8 \text{ kN} \quad y_3 = \frac{3,5}{2} = 1,75$$

Masukkan air dengan P_4 karena keduanya merupakan segitiga

$$P_4 = (34,3 + 11,0) \left(\frac{3,5}{2} \right) = 79,3 \text{ kN} \quad y_4 = \frac{3,5}{3} = 1,17$$

$$R = \sum P_i = 107,5 + 31,0 + 183,8 + 79,3 = 401,6 \text{ kN}$$

Sekarang jumlahkan momen-momen untuk \bar{y} .

$$401,6 \bar{y} = 107,5(5,25) + 31,0(4,67) + 183,8(1,75) + 79,3(1,17)$$

$$\bar{y} = \frac{1123,6}{401,6} = 2,80 \text{ m} \quad (\text{di atas basis dinding})$$

////

11-5 TEKATAN TANAH RANKINE

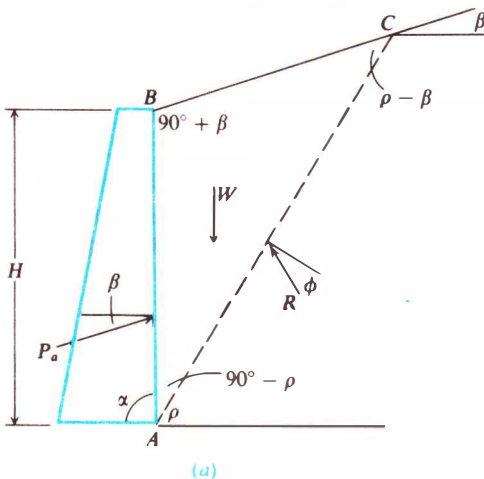
Rankine (sekitar 1857) menganggap tanah sebagai dalam keadaan keseimbangan plastis dan pada hakikatnya memakai asumsi yang sama seperti Coulomb, kecuali bahwa ia menganggap tidak ada gesekan dinding atau kohesi tanah. Kasus Rankine itu dilukiskan dalam Gambar 11-7 dengan suatu konstruksi Mohr untuk kasus umum yang diperlihatkan dalam Gambar 11-8. Dari Gambar 11-8 kita dapat mengembangkan kasus-kasus tekanan aktif dan pasif dari Rankine dengan membuat substitusi persamaan-persamaan untuk r (diperlihatkan pada gambar) ke dalam persamaan untuk EF (dan FG) (juga diperlihatkan pada gambar). Kemudian substitusikan ke dalam pernyataan untuk K_a (dengan membatalkan OB dan memakai $\sin^2 \beta = 1 - \cos^2 \beta$) memberikan rasio tekanan yang bertindak sejajar terhadap pengurutan-belakang lereng β sebagai

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (11-7)$$

Kita perhatikan bahwa *komponen horisontal* dari tekanan tanah aktif itu diperoleh sebagai

$$\sigma_{a, \text{hor}} = \sigma_a \cos \beta \quad (=OE \cos \beta = OA \text{ dari Gambar 11-8b})$$

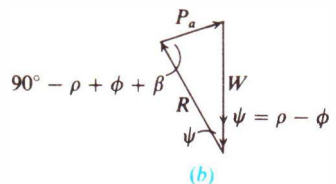
GAMBAR 11-7 (a) Sistem struktur tanah untuk pemecahan Rankine untuk $\alpha = 90^\circ$; (b) segitiga gaya di dalam pemecahan Rankine.

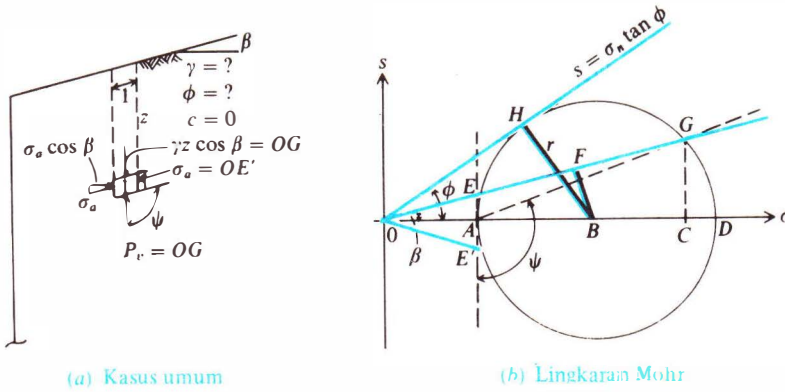


$$\text{Luas. } ABC = \frac{1}{2} H^2 \frac{\sin(90^\circ - \rho) \sin(90^\circ + \beta)}{\sin(\rho - \beta)}$$

$$(1) W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos \rho \cos \beta}{\sin(\rho - \beta)}$$

$$(2) P_a = W \frac{\sin(\rho - \phi)}{\sin(90^\circ - \rho + \phi + \beta)}$$





$$\begin{aligned}
 OG &= \gamma z \cos \beta \\
 K_a &= \frac{OE}{OG} = \frac{OF - EF}{OF + FG} = \frac{OE'}{OG} \\
 K_p &= \frac{OF + FG}{OF - EF}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 OF &= OB \cos \beta \\
 \text{Karena } BF &\text{ berpotongan dengan } EG \\
 EF &= FG = \sqrt{r^2 - BF^2} \\
 BF &= OB \sin \beta \\
 r &= OB \sin \phi
 \end{aligned}$$

GAMBAR 11-8. Diagram-diagram tekanan untuk tekanan tanah Rankine aktif.

Secara analogi (dan mengacu lagi pada Gambar 11-8) kita memperoleh rasio tekanan untuk K_p dengan cara serupa.

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (11-8)$$

Dengan memperhatikan rasio $K_a = P_a / (\gamma z \cos \beta)$ adalah tekanan tanah yang sejajar dengan β dan $\gamma z \cos \beta$ merupakan tekanan vertikal (tidak normal) atas suatu bidang horisontal pada kedalaman z kita mempunyai

$$P_a = \gamma z \cos \beta K_a$$

Karena $\cos \beta$ merupakan masukan permanen maka memudahkan untuk memasukkannya dengan K_a dari Persamaan (11-7) atau K_p dari Persamaan (11-8) memberikan, sebagai contoh,

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (11-7a)$$

dan dengan cara serupa untuk K_p . Nilai-nilai belakangan ini diberikan dalam Tabel 11-3 dan 11-4 untuk dipakai pada penghitungan tekanan aktif dan tekanan pasif. Dengan menggunakan rasio-rasio tekanan ini maka gaya dan tekanan lateral tersebut diperoleh sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \sigma_a &= \gamma z K_a & P_a &= \int_0^H \gamma z K_a(kz) dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \\
 \sigma_p &= \gamma z K_p & P_p &= \int_0^H \gamma z K_p(dz) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p
 \end{aligned} \quad (11-9)$$

Tabel 11-3 Koefisien-koefisien tekanan tanah aktif K_a dengan menggunakan persamaan Rankine (11-7a)

δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174	0.1982
5	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192	0.1997
10	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247	0.2044
15	0.4480	0.4086	0.3729	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346	0.2129
20	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2769	0.2504	0.2262
25	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750	0.2465
30	--	--	0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151	0.2784
35	--	--	--	--	--	0.5971	0.4677	0.3906	0.3340
40	--	--	--	--	--	--	--	0.7660	0.4668

Tabel 11-4 Koefisien-koefisien tekanan tanah pasif K_p untuk persamaan Rankine

δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.5611	2.7698	3.0000	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989	5.0447
5	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272	4.9684
10	2.3463	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5980	3.9365	4.3161	4.7437
15	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2926	3.6154	3.9766	4.3827
20	1.7141	1.9176	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262	3.9044
25	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867	3.3328
30	--	--	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802	2.6940
35	--	--	--	--	--	1.1239	1.4347	1.7177	2.0088
40	--	--	--	--	--	--	--	0.7660	1.2570

yang dapat diterapkan untuk tanah tak berkohesi. Perhatikan kembali bahwa istilah γz mewakili tekanan-tekanan efektif. Komponen-komponen horisontal dan vertikal P_a dan P_p biasanya yang diperlukan untuk perancangan menghasilkan:

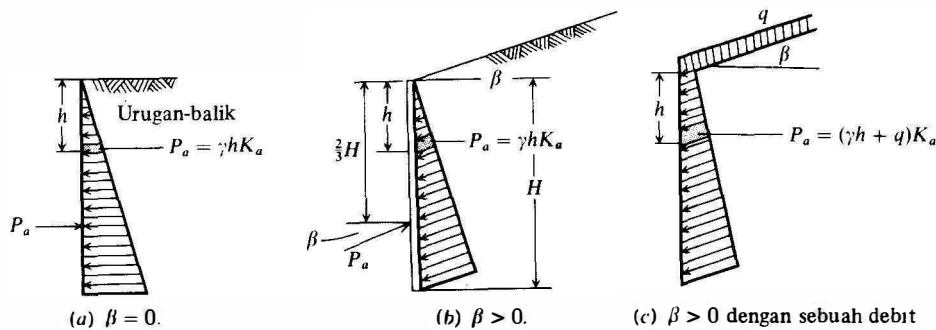
$$\begin{aligned}
 P_{a,h} &= P_a \cos \beta & P_{a,v} &= P_a \sin \beta \\
 P_{p,h} &= P_p \cos \beta & P_{p,v} &= P_p \sin \beta
 \end{aligned}$$

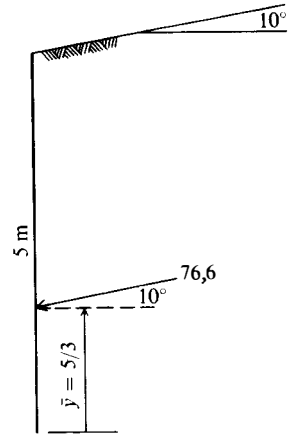
Gambar 11-9 memberikan profil-profil tekanan lateral yang khas untuk kondisi-kondisi pengurugan-balik yang diperlihatkan.

Contoh 11-3. Berapakah gaya tanah aktif total per meter dinding untuk susunan dinding yang diperlihatkan dalam Contoh 11-1 dengan memakai persamaan Rankine?

Pemecahan. Untuk $\beta = 10^\circ$ dan $\phi = 30^\circ$ dapatkanlah $K_a = 0,3495$ dari Tabel 11-3. Dengan mensubstitusikan langsung ke dalam Persamaan (11-9).

GAMBAR 11-9 Diagram-diagram tekanan untuk tekanan tanah Rankine aktif.





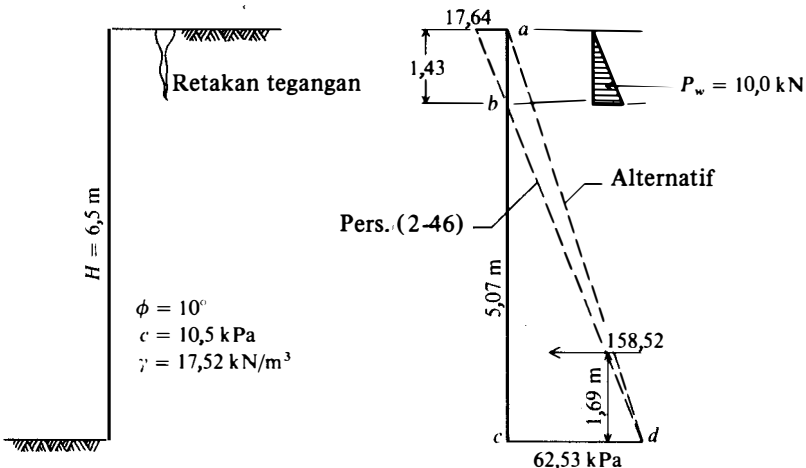
GAMBAR E11-3

Hal ini dapat dibandingkan dengan 74,5 kN/m menurut persamaan Coulomb untuk suatu selisih sebesar kira-kira 2 persen tetapi bertindak pada suatu sudut dinding sebesar $\beta = \delta = 10^\circ$ dibandingkan dengan $\delta = 20^\circ$ seperti yang diperlihatkan dalam Gambar E11-3.

Tanah yang Berkohesi

Baik metode Coulomb maupun metode Rankine tidak memasukkan kohesi secara eksplisit sebagai sebuah parameter tanah dalam perhitungan-perhitungan tekanan tanah lateral. Bell (1915) kelihatannya merupakan orang pertama yang menerbitkan pemecahan masalah ini. Persamaan-persamaan Bell sebenarnya adalah Persamaan (2-41) dan (2-42) yang langsung didapat dari lingkaran Mohr. Dengan persamaan-persamaan ini untuk tekanan maka gaya dinding tersebut diperoleh seperti pada Persamaan (11-9) untuk kasus tak berkohesi dengan perpaduan antara batas-batas meliputi pertambahan angsuran kedalam-an dz . Modifikasi persamaan-persamaan ini dapat memasukkan faktor K Coulomb atau faktor K Rankine sebagai pengganti faktor-faktor tangen (lihat juga Contoh 11-4 yang berikut).

Contoh 11-4. Gambarkan diagram tekanan untuk satu satuan lebar dinding untuk kondisi seperti dalam Gambar E11-4a. Bandingkan beberapa alternatif yang mungkin



GAMBAR E 11-4a.

GAMBAR E 11-4b

timbul dari soal ini (retak tegangan, bagaimana diagram dapat diubah, dan air di dalam retak tegangan).

Di bagian atas: $z = 0$

$$p = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} = -2(10,5)(0,84) = -17,64 \text{ kPa}$$

Pada $p = 0$ $\gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0$ (Pers. (2-42) = 0)

dan
$$z = \frac{2c\sqrt{K_a}}{\gamma K_a} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2(10,5)}{17,52(0,84)} = 1,43 \text{ m}$$

Catatan: Harga z ini adalah kedalaman dari retakan potensial (–) karena $p =$ tegangan. Pada bagian bawah, tekanan lateral dari Persamaan (2-42) adalah

$$p = 17,52(6,5)(0,704) - 2(10,5)(0,84) = 62,53 \text{ kPa}$$

Gaya resultan adalah $\sum F_h = R$. Tempat gaya resultan dapat dicari dengan menjumlahkan momen-momen pada bagian bawah atau melalui pemeriksaan, tergantung pada rumitnya (complexity) diagram tekanan tersebut. Daerah tegangan ab biasanya diabaikan untuk menentukan besar dan tempat gaya resultan.

Dengan mengabaikan daerah tegangan

$$R = 62,53 \left(\frac{5,07}{2} \right) = 158,5 \text{ kN/m}$$

$$\bar{y} = \frac{5,07}{3} = 1,69 \text{ m di atas } c$$

Dengan menggunakan diagram tegangan alternatif acd

$$R = 62,53 \left(\frac{6,5}{2} \right) = 203,2 \text{ kN/m}$$

$$\bar{y} = \frac{6,5}{3} = 2,17 \text{ m (melalui pemeriksaan)}$$

Dengan adanya air di dalam retakan:

$$R = 158,5 + \frac{9,807(1,43)^2}{2} = 168,5 \text{ kN/m}$$

momen guling (overturning moment) adalah

$$M_o = 158,5(1,69) + 10,0 \left(5,07 + \frac{1,43}{3} \right) = 323,3 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\bar{y} = \frac{323,3}{168,5} = 1,92 \text{ m di atas } c$$

Di dalam hal ini penyelesaian dengan adanya air dalam retakan (water-in-crack solution) adalah di antara kedua pemecahan sebelumnya, yang menyatakan bahwa diagram tekanan alternatif acd memberikan suatu penyelesaian yang konservatif.

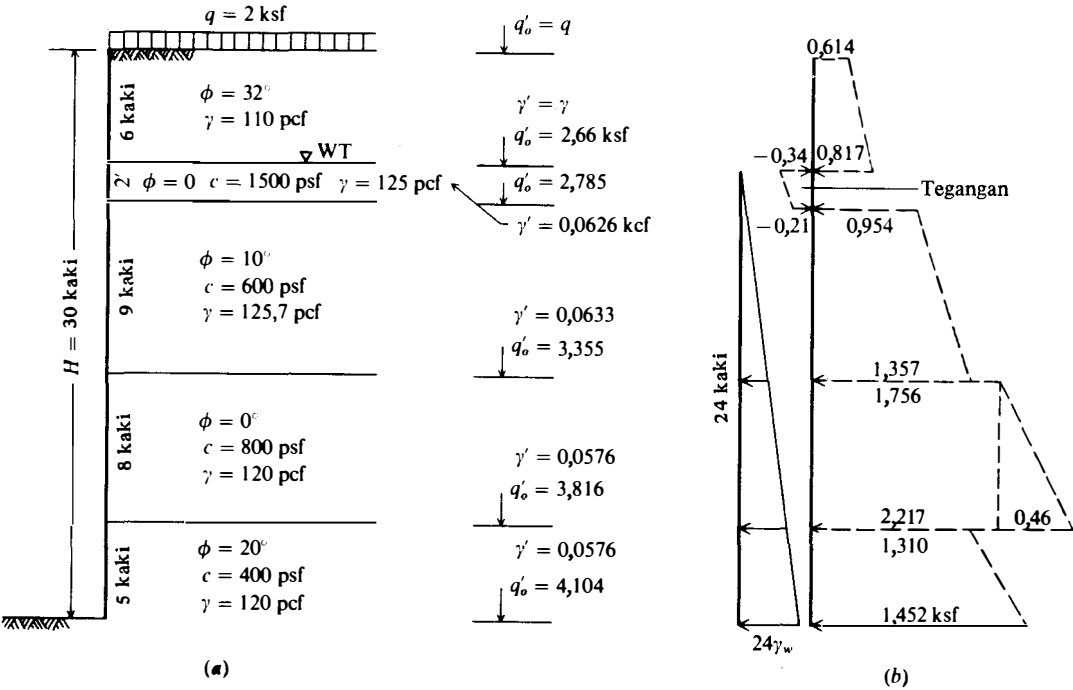
////

Contoh 11-5. Gambarkanlah diagram tekanan dari dinding seperti yang diperlihatkan dalam Gambar E11-5a. Ini merupakan masalah nyata untuk galian-galian yang diperkuat penunjang dan banyak dinding lainnya di mana tanahnya sangat berlapis. Format persoalannya agak mirip dengan apa yang dipakai dalam suatu pemecahan soal komputer (lihat B-25)—hal ini sangat dikehendaki karena banyaknya kerja "sibuk" yang terlibat di dalamnya.

Pemecahan. Kita akan menggambarkan bagan seperti Gambar E11-5b di samping E11-5a sehingga kaitan 1 : 1 menjadi lebih nyata.

Pakailah nilai-nilai Rankine untuk tanah tak berkoheisi dan Persamaan (2-42) untuk tanah kohesif. Untuk tanah horisontal $K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$.

Untuk $\phi = 32^\circ$; $K_a = \tan^2 (45 - 34/2) = 0,307$ $\sqrt{K_a} = 0,554$



GAMBAR E11-5

Kita akan memakai Tabel 11-5 yang diperlihatkan di atas untuk mendapatkan profil tekanan. Dengan merujuk pada Contoh 11-2 kita memerlukan tekanan efektif vertikal total p'_0 pada setiap lapisan bidang atas untuk menghitung tekanan horizontal pada dz ke dalam tanah yang lebih rendah. Pada $-dz$ di atas bidang atas tersebut kita dapat memakai tekanan bagian atas $+\Delta q$. Tekanan dalam kolom terakhir digambarkan pada Gambar 11-5b. Untuk tanah 2 akan terdapat terapan pertimbangan yang menunjukkan suatu tekanan tegangan pada kedalaman 2 kaki. Sebagian perancang ada yang mengabaikan daerah tegangan; perancang lainnya memeriksa-ulang profil tekanan dengan memakai parameter tanah "tersalur" dan mengambil kasus terburuk. Kalau kondisi tersalur dapat berkembang, maka adalah benar untuk memeriksa parameter tersalur, bila tidak, pakailah parameter tegangan total (seperti di sini). Di sini tidak diperlihatkan data yang cukup untuk lebih dari hanya memperkirakan berapa besarnya kemungkinan parameter ϕ' tersalur itu ($c = 0$).

TABEL E11-5

Tanah	Kedalaman z	K_a	$\sqrt{K_a}$	$\Delta p'_o = \gamma_i z_i$	$\Delta q = (\Delta p'_o)K_a$	Tekanan dinding = $q_{i-1} + \Delta q$
1	0 6 - dz	0,307	0,554	2 = beban tambahan 0,11(6) = 0,660	2(0,307) = 0,614 0,660(0,307) = 0,203	0,000 + 0,614 = 0,614 ksf 0,614 + 0,203 = 0,817
				Untuk tanah kohesif dipakai Persamaan (2-42) pada bidang pemisah (interface)		
2	6 + dz 8 - dz	1,000	1,000	2,000 + 0,660 = 2,660 0,0626(2) = 0,125	2,660(1,000) - 2(1,50)1,000 = -0,340 0,125(1,000) = 0,125	-0,340 + 0,125 = -0,215
3	8 + dz 17 - dz	0,704	0,839	2,660 + 0,125 = 2,785 0,0636(9) = 0,572	2,785(0,704) - 2(0,60)0,839 = 0,954 0,572(0,704) = 0,403	0,954 + 0,403 = 1,357
4	17 + dz 25 - dz	1,000	1,000	2,783 + 0,572 = 3,355 0,0576(8) = 0,461	3,355(1,000) - 2(0,80)1,000 = 1,756 0,461(1,000) = 0,461	1,756 + 0,461 = 2,217
5	25 + dz 30	0,490	0,700	3,355 + 0,461 = 3,816 0,0576(5) = 0,288	3,816(0,490) - 2(0,40)0,700 = 1,310 0,288(0,490) = 0,141	1,311 + 0,141 = 1,452

Akhirnya perhatikanlah bahwa profil tekanan air itu harus ditambahkan pada profil tekanan tanah untuk mendapatkan resultan gaya dinding dan titik penerapannya. Sudah tentu profil tekanan airnya (bersama dengan pemakaian γ') itu hanya dapat diterapkan kalau air-tanahnya tidak dapat tersalur lewat dinding itu.

11-6 TEKATAN TANAH AKTIF DAN PASIF DENGAN MENGGUNAKAN TEORI PLASTISITAS

Teori tekanan tanah pasif secara konsisten menaksir terlalu tinggi tekanan pasif yang timbul baik di lapangan maupun dalam bentuk percobaan yaitu ϕ lebih besar dari 35° . Hal ini merupakan keadaan yang dapat dipertahankan tapi dapat juga tidak, tergantung dari nilai tekanan pasif yang dibutuhkan. Akibat masalah penaksiran yang terlalu tinggi ini, maka Caquot dan Kerisel (1948) membuat tabel tekanan tanah berdasarkan permukaan bidang runtuh yang bukan merupakan bidang datar; kemudian Janbu (1957) serta sebelumnya Shields dan Tolunay (1973), mengusulkan suatu pendekatan pada masalah tekanan tanah, yang serupa dengan metode irisan (method of slices) yang digunakan dalam menganalisis stabilitas lereng (slope stability analysis). Sedangkan Sokolovski (1960) menyajikan suatu penyelesaian selisih berhingga dengan menggunakan metode matematik tingkat tinggi. Semua metode ini memberikan harga-harga koefisien tekanan tanah pasif yang lebih kecil. Namun tidak satupun di antara metode-metode ini mengadakan suatu perbaikan yang berarti pada koefisien tekanan tanah aktif Coulomb atau pada koefisien tekanan tanah aktif Rankine.

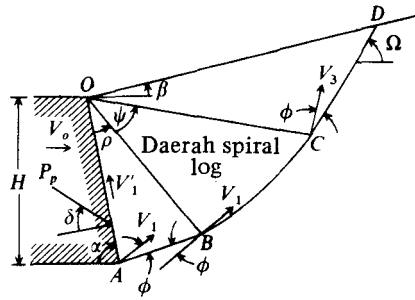
Rosenfarb dan Chen (1972) mengembangkan suatu pemecahan bentuk tertutup dengan menggunakan teori plastisitas yang juga memecahkan persoalan tekanan tanah baik tekanan aktif maupun pasif. Pemecahan bentuk tertutup tersebut memerlukan program komputer dengan suatu iterasi rutin yang tak mempunyai kesukaran khusus. Pemilihan metode ini karena lebih jelas dibandingkan metode alternatif lainnya.

Rosenfarb dan Chen juga memperlihatkan beberapa permukaan runtuh dan kombinasi yang dinamai mekanisme "log-sandwich" memberikan hasil yang paling dekat dengan pemecahan Sokolovski, serta telah diakui kebenarannya oleh banyak orang. Gambar 11-7 menggambarkan mekanisme log sandwich pasif tersebut. Dari mekanisme ini dan dari pertimbangan komponen-komponen kecepatan yang sesuai didapat persamaan-persamaan berikut.

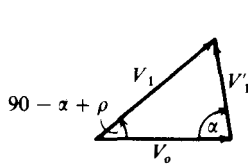
Tanah Tak Berkohesi

Untuk sebuah dinding licin:

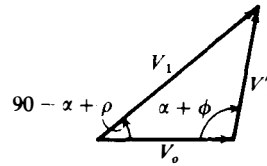
$$\left\{ \begin{array}{l} K_{ay} \\ K_{py} \end{array} \right\} = \frac{\mp \sec \delta}{\mp \sin \alpha + \tan \delta \cos \alpha - [\tan \delta \cos (\alpha - \rho) / \cos \rho]} \\ \times \left(\frac{\tan \rho \cos (\rho \pm \phi) \cos (\alpha - \rho)}{\sin \alpha \cos \phi} + \frac{\cos^2 (\rho \pm \phi)}{\cos \rho \sin \alpha \cos^2 \phi (1 + 9 \tan^2 \phi)} \right) \\ \times \left\{ \cos (\alpha - \rho) [\pm 3 \tan \phi + (\mp 3 \tan \phi \cos \psi + \sin \psi)] \right. \\ \times \exp (\mp 3 \psi \tan \phi) \\ \left. + \sin (\alpha - \rho) [1 + (\mp 3 \tan \phi \sin \psi - \cos \psi) \times \exp (\mp 3 \psi \tan \phi)] \right\} \\ + \frac{\cos^2 (\rho \pm \phi) \sin (\alpha - \rho - \psi + \beta) \cos (\alpha - \rho - \psi) \exp (\mp 3 \psi \tan \phi)}{\cos \phi \sin \alpha \cos (\alpha - \rho - \psi \mp \phi + \beta) \cos \rho} \quad (11-10)$$



(a) Mekanisme log-sandwich pasif dengan $V_3 = V_1 \exp(\psi \tan \phi)$.



(b) Dinding licin $\delta < \phi$



(c) Dinding kasar $\delta = \phi$

GAMBAR 11-10. (a) Teori plastisitas medan tegangan plastis untuk tekanan tanah [Rosenfarb dan Chen (1972)].

Untuk sebuah dinding kasar:

$$\begin{aligned}
 \left\{ \begin{array}{l} K_{ay} \\ K_{py} \end{array} \right\} &= \frac{\mp \sec \delta}{\mp \sin \alpha + \tan \delta \cos \alpha} \left(\frac{\sin^2 \rho \cos(\rho \pm \phi) \cos(\alpha - \rho) \sin(\alpha \mp \phi)}{\sin^2 \alpha \cos \phi \cos(\rho \mp \phi)} \right. \\
 &\quad \mp \frac{\cos^2(\rho \pm \phi) \sin(\alpha \mp \phi)}{\sin^2 \alpha \cos^2 \phi (1 + 9 \tan^2 \phi) \cos(\rho \mp \phi)} \\
 &\quad \times \left\{ \cos(\alpha - \rho) [\pm 3 \tan \phi + (\mp 3 \tan \phi \cos \psi + \sin \psi) \exp(\mp 3\psi \tan \phi)] \right. \\
 &\quad \left. + \sin(\alpha - \rho) [1 + (\mp 3 \tan \phi \sin \psi - \cos \psi) \exp(\mp 3\psi \tan \phi)] \right\} \\
 &\quad + \frac{\cos^2(\rho \pm \phi) \sin(\alpha - \rho - \psi + \beta)}{\sin^2 \alpha \cos \phi \cos(\alpha - \rho - \psi + \beta \mp \phi) \cos(\rho \mp \phi)} \exp(\mp 3\psi \tan \phi) \Bigg) \quad (11-11)
 \end{aligned}$$

Tanah Kohesif

Untuk sebuah dinding licin:

$$\begin{aligned}
 \left\{ \begin{array}{l} K_{ac} \\ K_{pc} \end{array} \right\} &= \frac{\sec \delta}{\mp \sin \alpha + \tan \delta \cos \alpha - [\tan \delta \cos(\alpha - \rho) / \cos \rho]} \\
 &\quad \times \left\{ \tan \rho + \frac{\cos(\rho \pm \phi) \sin(\alpha - \rho - \psi + \beta) \exp(\mp \psi \tan \phi)}{\cos \rho \cos(\alpha - \rho - \psi \mp \phi + \beta)} \right. \\
 &\quad \left. \mp \frac{\cos(\rho \pm \phi) [\exp(\mp 2\psi \tan \phi) - 1]}{\sin \phi \cos \rho} \right\} \quad (11-12)
 \end{aligned}$$

Untuk sebuah dinding kasar:

$$\left\{ \begin{matrix} K_{ac} \\ K_{pc} \end{matrix} \right\} = \frac{\sec \delta}{\mp \sin \alpha + \tan \delta \cos \alpha} \left\{ \frac{\cos \phi \cos (\alpha - \rho)}{\sin \alpha \cos (\rho \mp \phi)} + \frac{\sin \rho \sin (\alpha \mp \phi)}{\sin \alpha \cos (\rho \mp \phi)} \right. \\ \left. + \frac{\cos (\rho \pm \phi) \sin (\alpha - \rho - \psi + \beta) \sin (\alpha \mp \phi) \exp (\mp \psi \tan \phi)}{\sin \alpha \cos (\alpha - \rho - \psi \mp \phi + \beta) \cos (\rho \mp \phi)} \right. \\ \left. \mp \frac{\cos (\rho \pm \phi) \sin (\alpha \mp \phi) [\exp (\mp 2\psi \tan \phi) - 1]}{\sin \phi \sin \alpha \cos (\rho \mp \phi)} \right\} \quad (11-13)$$

Persamaan (11-10) sampai dengan Persamaan (11-13) perlu kita pecahkan untuk menentukan harga maksimum dari K_p atau K_a . Penentuan ini maksimum dari persamaan-persamaan ini tergantung pada kedua variabel ρ dan ψ . Kebutuhan-kebutuhan ini biasa dicari dalam suatu program komputer. Harga dari kedua variabel tak bebas (dependent variables) tersebut dimulai dari harga kira-kira

$$\rho \cong 0,5(\alpha + \beta)$$

$$\psi \cong 0,2(\alpha + \beta)$$

Dengan nilai awal ini, pencarian rutin digunakan untuk mengubah harga tersebut hingga didapatkan suatu konvergensi. Dalam beberapa kasus, harga-harga yang digunakan untuk menghitung K_p didapat setelah 20 iterasi dilakukan. Sebuah program komputer harus dialihkan setelah 46 hingga 50 iterasi. Pada keadaan tertentu, program tersebut tidak mampu menentukan penyelesaian dengan memakai harga-harga awal di atas disebabkan karena rutin pencari pemrograman. Untuk kasus-kasus ini kita harus mengganti nilai-nilai awalnya dan mencoba kembali seperlunya untuk mencapai pemecahannya. Tabel 11-5 memberikan

β	$\phi = 30$	35	40	45°
$\delta = 0$				
-10	2,21	2,65	2,68	3,90
10	4,01	5,20	6,68	8,93
20	5,25	7,03	9,68	13,8
30	6,74	9,50	14,0	21,5
$\delta = 10$				
-10	2,77	3,44	4,3	5,5
10	5,70	7,61	10,4	14,9
20	7,79	10,9	15,9	24,4
30	10,3	14,7	23,6	39,6
$\delta = 20$				
-10	3,56	4,61	6,1	8,2
10	7,94	11,2	16,3	24,9
20	11,2	16,5	25,6	42,4
30	15,1	23,2	41,0	70,2
$\delta = 30$				
-10	4,5	6,2	8,6	12,4
10	10,6	15,8	24,6	40,7
20	15,2	23,2	39,5	70,3
30	20,8	34,8	62,0	0†

Tabel 11-5 Harga khusus K_p dengan menggunakan analisa untuk $\alpha = 90^\circ$ (dinding vertikal) untuk tanah berbentuk butiran. Harga ini sama seperti pada Tabel 11-2 untuk $\beta = 0^\circ$. Harga antara dapat diperoleh dengan menggambarkan K_p

†Tidak ada pemecahan setelah 46 iterasi.

nilai-nilai khusus dari K_p untuk tanah-tanah tak-berkohesi. Harga $\beta = \delta = 0$ tidak diberikan, karena harga-harga ini identik dengan pemecahan Coulomb atau pemecahan Rankine.

Pemecahan dinding "licin" digunakan bila gesekan dinding $\delta < \phi$; bila $\delta = \phi$ maka digunakan persamaan dinding "kasar". Dengan menggunakan kebiasaan yang sama seperti dalam menentukan minimum dan maksimum sebuah persamaan yang mengandung dua variabel tak bebas, maka persamaan (11-12) dan (11-13) dapat diprogram dengan mudah, untuk mendapatkan koefisien-koefisien tekanan pasif untuk tanah kohesif. Pemecahan ini tidak memberikan harga-harga yang jauh berbeda untuk teori tekanan pasif Coulomb hingga sudut ϕ menjadi lebih besar dari 35° dan dengan δ pada orde $\phi/2$ atau lebih, dan $\beta \neq 0^\circ$ (karena kemiringan belakang dapat diperoleh $\pm \beta$).

11-7 TEKANAN TANAH PADA DINDING, EFEK-EFEK TEGANGAN TANAH, DAERAH RUNTUH

Persamaan-persamaan tekanan tanah Rankine atau Coulomb dapat juga digunakan untuk mendapatkan gaya dan titik tangkap gaya yang bekerja pada dinding rencana. Konsep-konsep tegangan tanah pun dapat diselidiki. Konsep-konsep ini akan dibahas di dalam pembicaraan berikutnya.

Gaya-gaya Tanah pada Dinding

Dari Persamaan (2-42) dan dengan menganggap untuk sementara tanah mempunyai $c = 0$, dan dengan melihat kembali Gambar 11-9a, maka gaya dinding dapat dihitung sebagai

$$P_a = \int_0^H \sigma_3 K_a dz = \int_0^H \gamma z K_a = \left[\frac{\gamma z^2 K_a}{2} \right]_0^H = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad (a)$$

Dari persamaan ini jelaslah bahwa diagram tekanan tanah bersifat hidrostatik (bertambah secara linier dengan kedalamannya) seperti diperlihatkan dalam gambar tersebut. Jika ada muatan tambahan q pada urugan di belakang dinding seperti diperlihatkan dalam Gambar 11-19c (beban-tambahan (surcharge) akan ditinjau di dalam Bagian 11-13), maka gaya dinding dapat dihitung sebagai

$$P_a = \int_0^H (\gamma z + q) K_a dz = \left(\frac{\gamma H^2}{2} + qH \right) K_a \quad (b)$$

Titik tangkap gaya adalah sebuah titik untuk pengambilan momen di sekitarnya yang dapat memudahkan perhitungan, sedangkan untuk dinding yang mempunyai muatan tambahan di atasnya kita peroleh

$$P_a y = \int_0^H (\gamma z + q) K_a z dz = \left(\frac{\gamma H^3}{3} + \frac{qH^2}{2} \right) K_a \quad (c)$$

dengan memasukkan nilai P_a dari Persamaan (b), maka jarak dari bagian atas dinding tersebut adalah

$$\bar{y}_t = \frac{1}{3} \frac{2\gamma H^2 + 3qH}{\gamma H + 2q}$$

dan jarak dari bagian bawah dinding $\bar{y} = H - \bar{y}_t$

$$\bar{y} = \frac{H}{3} \frac{3q + \gamma H}{2q + \gamma H} \quad (\text{untuk } c = 0) \quad (11-14)$$

dan bila beban tambahan $q = 0$ maka didapat $\bar{y} = H/3$; untuk $c > 0$ tempatkan y dengan menggunakan Contoh 11-4 atau Gambar 11-11c sebagai petunjuk. Tidaklah tepat jika beban tambahan diubah menjadi sama dengan tinggi dinding tambahan dan menggunakan y pada titik pusat (centroid) sebuah segitiga, karena efek beban tambahan tersebut adalah berbentuk persegi panjang yang berlawanan dengan dinding.

Efek Tegangan-Tanah pada Tanah Urugan dan Saluran Terbuka

Bila tanah kohesif digunakan untuk urugan balik, maka kita dapat mengharapkan daerah tegangan akan terbentuk seperti yang diperlihatkan oleh Persamaan (2-42). Dengan kohesi yang tak sama dengan nol, maka Persamaan (a) menjadi

$$P_a = \int_0^H (\gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}) dz \quad (d)$$

Kita sekarang akan menentukan kedalaman h_t yang tempatnya $\sigma_3 = 0$. Dengan menggunakan Persamaan (2-46) maka kita peroleh

$$h_t = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} \quad (11-15)$$

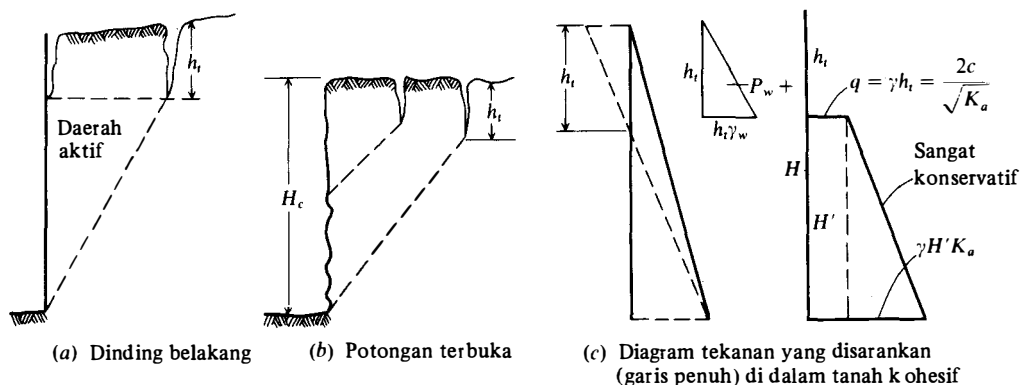
Ini adalah kedalaman teoretis dari sebuah retakan di dalam tanah di belakang dinding tersebut. Retakan ini dapat terbentuk pada bidang pemisah (interface) dari dinding-massa tanah dan pada suatu jarak tertentu di belakang dinding seperti yang diperlihatkan di dalam Gambar 11-9 dan yang dihitung di dalam Contoh 11-4.

Nilai lain yang perlu dicari adalah kedalaman teoretis H_c pada sebuah penggalian vertikal. Nilai ini dapat dicari dengan menyamakan P_a dari Persamaan (d) sama dengan nol, yang mendapatkan

$$H_c = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (11-16)$$

Mungkin ada pertanyaan mengenai harga yang digunakan untuk K_a di dalam Persamaan (11-15) dan Persamaan (11-16) bila $\beta > 0$, karena penggunaan Persamaan (2-42) dibatasi pada urugan horisontal. Jika tak ada keterangan yang lebih baik, maka pakailah K_a dari Tabel 11-3 (harga-harga Rankine).

GAMBAR 11-11 Retakan-retakan tegangan dan kedalaman kritis dari galian yang tak diperkuat. Retakan-retakan tegangan.



Daerah tegangan (Gambar 11-11c) tidak dapat diandalkan untuk mengurangi tekanan-tekanan lateral. Malah sebaliknya kita harus menganggap bahwa daerah tegangan tersebut dapat membentuk tekanan lateral dan mungkin akan terisi dengan air. Kedalaman air (bukan kuantitasnya) dapat menambah tekanan guling yang agak besar berlawanan dengan dinding, disebabkan gaya hidrostatik sebesar $\gamma_w h_t$ dan lengan momen yang lebih besar akibat kombinasi gaya hidrostatik dengan tekanan lateral yang sudah ada.

Disarankan bahwa kalau ada daerah tegangan dinding anda memakai salah satu dari kedua alternatif dari Gambar 11-11c, dan bersama-sama dengan profil tekanan air yang diperlihatkan kalau retakan tegangan dapat terisi oleh air. Perlakuan blok tegangan sebagai beban-tambahan mungkin adalah lebih baik dan memberikan gaya dinding dan momen guling yang lebih konservatif (besar).

Kita tidak dapat mengandalkan Persamaan (11-16) untuk meramalkan tinggi tanggul kritis secara teliti, karena beberapa alasan:

1. Setelah retakan terbentuk, maka Persamaan (2-42) tidak berlaku untuk keseluruhan kedalaman galian.
2. Tanah-tanah kohesif cenderung kehilangan kohesinya bila terbuka di dalam galian-galian karena penyerapan uap yang lembab dan/atau dari retakan-retakan yang menyusut.
3. Beban peralatan yang berdekatan dengan galian.

Karena beberapa faktor-faktor ini, maka Persamaan (11-16) harus memasukkan faktor keamanan dalam perencanaan untuk mendapatkan kedalaman H'_c yang direncanakan seperti

$$H'_c = \frac{4c}{(SF)\gamma\sqrt{K_a}} \quad (11-16a)$$

di mana harga SF (faktor keamanan) berkisar antara 2,67 sampai 3; $K_a = 1$ untuk $c = s_u$.

Kita dapat mengamati retakan-retakan di permukaan tanah yang dekat dengan potongan-potongan terbuka sewaktu retakan-retakan sejajar dengan galian. Kadang-kadang retakan-retakan ini dapat dilihat pada jalur jalan (atau trotoar) yang dekat dengan galian tersebut. Karena kecenderungan retakan-retakan membentuk dan menyebabkan lubang-lubang di dalam tanah, maka OSHA (Occupational Safety and Health Act = Undang-Undang Kesehatan dan Keselamatan Kerja) menghendaki supaya semua galian pada tanah lembek atau jenis tak stabil lainnya yang kedalamannya melebihi 1,5 meter harus dilapisi, diperkuat, ditopang atau dicondongkan (dimiringkan).

Daerah Runtuh

Pemecahan Persamaan Rankine seperti diperlihatkan oleh lingkaran Mohr dalam Gambar 11-1a memberikan kemiringan runtuh ρ dalam urugan balik seperti

$$\rho = 45 \pm \frac{\phi}{2} \quad (+) = \text{kasus tekanan aktif}$$

untuk tanah horisontal ($\beta = 0$). Pada umumnya untuk tanah yang miring dan/atau gesekan dinding sudut ρ -nya bukanlah yang diberikan di atas. Untuk kasus-kasus ini dianjurkan untuk memakai baji percobaan dengan program komputer B-7 guna mendapatkan sudut ρ di mana hal itu kritis (seperti untuk mencari tempat daerah gelincir potensial) karena hal itu diberikan sebagai bagian dari hasil keluaran untuk pengecekan secara perhitungan tangan. Ada pemecahan-pemecahan bentuk tertutup seperti pada Jumikis (1962); akan tetapi cara tersebut rumit dan dapat mengalami galat baik dalam penurunan maupun dalam pencetakan huruf sehingga cara itu harus digunakan dengan sangat hati-hati atau tidak digunakan sama sekali.

11-8 KEPERCAYAAN (RELIABILITY) TEKANAN TANAH LATERAL

Beberapa percobaan pada dinding telah dilakukan untuk memeriksa berlakunya metode-metode tekanan tanah aktif dan pasif menurut Coulomb dan cara Rankine. Dalam percobaan tersebut termasuk juga percobaan yang dilakukan oleh Terzaghi (1934), Peck dan Ireland (1961), Rowe dan Peaker (1965), Mackey dan Kirk (1967), James dan Bransby (1970), Rehman dan Broms (1972), serta Coyle dan kawan-kawannya (1972). Percobaan yang dilakukan di lapangan (seperti oleh Fang dan Ishibashi) dan di luar lapangan cenderung memastikan bahwa konsep tekanan tanah aktif cukup baik jika urugan balik ditempatkan dengan hati-hati sehingga efek pemampatan (compaction effect) tidak menimbulkan tegangan-tegangan yang berlebihan. Dan jika dinding melakukan rotasi (atau bertranslasi), cukup untuk menggerakkan tahanan geser maksimum dalam tanah.. Sering puncak dinding itu berputar secukupnya sedangkan yang dekat pada alas badan dinding tidaklah demikian sehingga tekanan dekat kepada alas adalah lebih besar daripada yang diperkirakan menurut teori—khususnya bila urugan-balik tersebut telah agak dikompakkan. Bagaimana pun, total gaya dinding dari perpaduan numerik profil tekanan itu biasanya dekat dengan nilai "aktif" teoretis dan resultannya berada pada atau di atas titik sepertiga bagian bawah (sering lebih dekat kepada 0,4 atau 0,45H).

Bidang runtuh daerah aktif juga agak dekat kepada apa yang diperkirakan menurut teori dan hampir merupakan suatu bidang. Akan tetapi, daerah pasifnya sering tidak sangat cocok dan permukaan pecahnya lebih mirip sebuah spiral. Keadaan ini lebih banyak memberi alasan untuk saran pemakaian Bagian 11-6 memakai program komputer 8-23 (atau sejenis) untuk kasus tekanan tanah pasif.

11-9 SIFAT-SIFAT TANAH DAN TEKANAN TANAH LATERAL

Jelaslah dari penggunaan lingkaran Mohr sebagai titik awal untuk koefisien tekanan tanah bahwa tegangan-tegangan efektif bersama-sama dengan tekanan hidrostatik digunakan untuk mendapatkan tekanan lateral pada sebuah dinding. Biasanya keadaan tanah di belakang dinding-dinding akan seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 11-12. Kita telah menggali suatu rongga vertikal atau miring untuk dinding tersebut, menuangkan telapak dinding dan membangun dindingnya dan kemudian mengurugi bagian belakang daerah yang sebelumnya telah digali dan biasanya disertai dengan sedikit pemampatan. Selanjutnya kita harus agak mengidealkan model itu untuk menghitung gaya tanah yang harus ditahan oleh dinding tersebut.

Parameter Tanah

Parameter-parameter tanah yang digunakan untuk menghitung tekanan tanah lateral adalah:

1. Nilai-nilai aliran untuk pasir, karena alasan-alasan yang dikutip pada Bab 2. Nilai-nilai ϕ untuk peregangangan bidang seperti yang didapat dari pergeseran langsung, pergeseran sederhana langsung, atau dari nilai-nilai triaksial yang telah disesuaikan terhadap nilai-nilai regangan bidang. Inilah hal yang ideal; yang sangat lazim ialah suatu nilai ϕ diperkirakan dari pemeriksaan visual atas pasir dan memakai suatu nilai konservatif berkisar antara 30 sampai 34°.
2. Untuk tanah kohesif lazim dipakai nilai s_u dan pada umumnya memadai untuk tanah yang terkonsolidasi-lebih agak ringan dan normal.

3. Untuk tanah terkonsolidasi-lebih kita dapat memakai:

- Suatu parameter kekuatan tersalur dengan ϕ' yang didapat dari uji geser tersalur yang memakai Gambar 2-19 sebagai pedoman (tidak sering) atau diperkirakan dari salah satu keterkaitan yang diberikan dalam Gambar 2-29 atau 2-30.
- Kekuatan geser tak-tersalur pada ambang batas rayapan.
- Sudut aliran ϕ antara kekuatan puncak dan kekuatan sisa.

Pada dinding kohesif sebuah dinding yang dirancang memakai hampir semua parameter perancangan kekuatan yang masuk akal manapun mungkin mempunyai faktor risiko yang memadai bila kondisi-kondisi berikut ini dipenuhi:

- Penggalian dinding tidak longsor selama pembangunan dinding.
- Daerah yang digali itu diurug-balik dan dipadatkan dengan memakai tanah yang tersalur bebas.

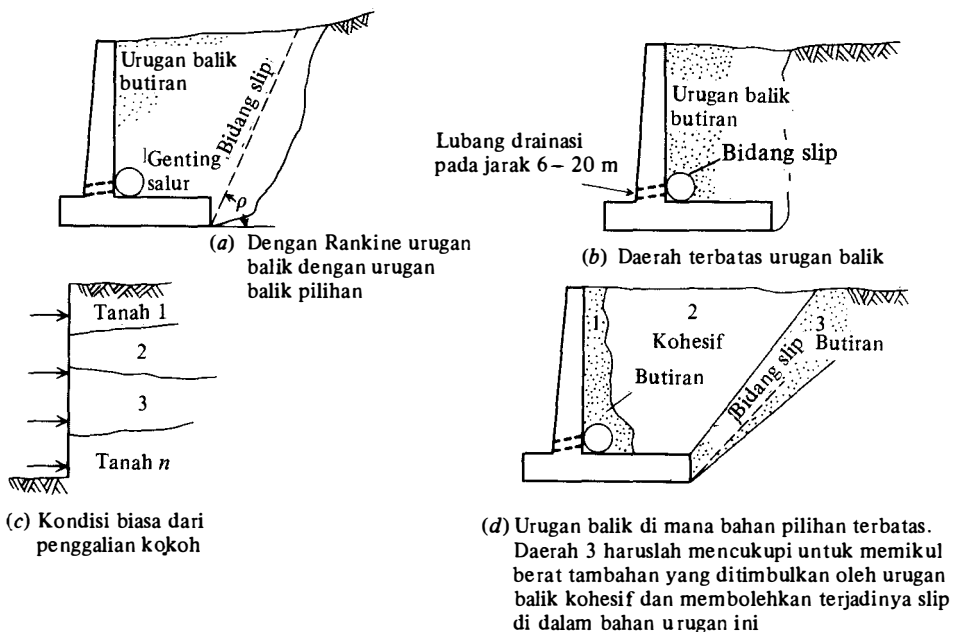
Faktor risikonya mungkin memadai walaupun daerah galian/urug-balik agak terbatas karena pelongsoran akan terjadi jika tanah yang tersisa itu pada hakekatnya sudah tidak stabil.

Air di dalam Tanah Urugan

Adanya air di dalam tanah urugan adalah suatu yang tak diinginkan karena berat tanah dan tekanan lateral tanah. Jika permukaan air tanah (water table) dibiarkan menjadi stabil maka pengaruhnya semakin buruk karena penyusutan air ϕ adalah nol sehingga memberikan $K_a = K_p = 1$ seperti yang sudah digunakan sebelumnya. Pengaruh sampingan tambahan yang tak-dikehendaki dalam iklim dingin ialah bahwa air urugan-balik itu dapat membeku dan menghasilkan desakan lateral (dan perpindahan) yang sangat besar yang tak pernah dapat diperbaiki pada waktu esnya mencair.

Kita mencegah masalah air itu dengan membuat lubang-lubang penyaluran seperti pada Gambar 11-12 yang menembus dinding dan/atau memakai urugan-balik berbutir.

GAMBAR 11-12. Berbagai kondisi urugan baik. Pipa penghimpun memanjang (atau aliran) yang opsi-onal.



Lubang-lubang salur memerlukan pemeliharaan sehingga lubang-lubang tersebut tak tersumbat dan memungkinkan air terkumpul dalam urugan-baliknya. Ukuran pipa-pipa pengumpul horisontal itu dapat diperkecil kalau airnya secara berkala terbuang ke dalam lubang-lubang salur (buang) lewat badan-dinding.

Sudut Gesekan Dinding δ

Kelihatannya, gesekan dinding bukan hanya tergantung pada sifat-sifat tanah saja, tetapi juga pada jumlah dan arah pergerakan dinding [Lihat Sherif dan kawan-kawan (1982)].

Tabel 11-6 Sudut-sudut gesekan δ antara beberapa bahan pondasi dengan tanah atau batuan†

Bahan-bahan yang mempunyai bidang pemisah (interface)	Sudut gesekan δ , derajat ‡
Beton massa atau batuan pada benda-benda berikut:	35
Batuan asli yang bersih	35
Kerikil bersih, campuran pasir kerikil, pasir kasar	29–31
Pasir halus yang bersih dengan pasir sedang, medium endapan dengan pasir kasar, endapan kerikil yang bersifat pekat	24–29
Pasir halus yang bersih, yang berupa endapan atau bersifat halus pekat dengan pasir sedang	19–24
Endapan berpasir halus, endapan tak bersifat plastik	17–19
Bahan residu yang sangat kaku dengan bahan residu yang keras atau tanah liat yang terkonsolidasi sebelumnya	22–26
Tanah liat kaku sedang dengan tanah liat kaku dan tanah liat endapan	17–19
Tiang pancang lempengan baja terhadap:	
Kerikil bersih, campuran pasir kerikil, batuan yang telah diolah dengan baik dan yang diisi dengan batu serpih	22
Pasir bersih, campuran kerikil pasir yang mengendap, batuan keras isian yang berukuran sejenis	17
Pasir endapan, kerikil atau pasir yang bercampur endapan, atau tanah liat	14
Endapan berbentuk pasir halus, endapan yang tak bersifat plastik	11
Beton berbentuk atau tiang pancang baja beton terhadap:	
Kerikil bersih, campuran pasir-kerikil, batuan yang telah diolah dan diisi dengan batu serpih	22–26
Pasir bersih, campuran pasir kerikil yang mengendap, batuan keras yang berukuran semacam	17–22
Pasir endapan, kerikil atau pasir yang bercampur dengan endapan atau tanah liat	17
Endapan pasir halus, endapan tak bersifat plastik	14
Berbagai bahan bangunan:	
Batuan pada batuan, batu api atau batu metamorf	
Batuan lembek yang dilapis pada batuan lembek yang dilapis	35
Batuan keras yang dilapis pada batuan halus yang dilapis	33
Batuan keras yang dilapis pada batuan keras yang dilapis	29
Batu bangunan pada kayu (serat bersilang)	26
Baja pada baja di titik temu tiang pancang baja	17
Kayu pada tanah	14–16 §

† Mungkin bebas tegangan (lihat teks) pada pasir.

‡ Harga-harga tunggal ± 2 . Alternatif untuk beton pada tanah adalah $\delta = \phi$.

§ Mungkin lebih besar di dalam pasir yang mampat atau jika pasir menembus kayu.

Sepanjang permukaan runtuh dan gesekan dinding tidak konstan sepanjang dinding yang mungkin disebabkan pergerakan dinding tanah relatif tidak konstan. (Terdapat petunjuk) bahwa gesekan dinding maksimum itu mungkin tidak terjadi bersamaan dengan tahanan geser maksimum sepanjang bidang patahan dan bahwa gesekan dinding bukan suatu konstanta di sepanjang dinding—mungkin karena gerak tanah-dinding yang bersangkutan itu tidaklah konstan.

Penilaian teknik yang baik harus digunakan untuk mendapatkan harga-harga gesekan dinding yang realistis karena tekanannya tak bebas. Harga-harga $\delta = 0,6$ hingga $0,8 \phi$ adalah beralasan untuk dinding beton di mana bentuk-bentuk yang digunakan memberikan yang relatif halus pada permukaan punggung. Tabel 11-6 memberikan beberapa harga-harga dan δ untuk bahan dinding lain-ke-tanah. Untuk baja, beton, dan kayu harga-harga menunjukkan suatu tekanan normal σ_n sebesar 100 kPa. Menurunnya harga-harga sekitar 2 derajat untuk setiap 100 kPa meningkat di dalam pasir [Lihat Acar oleh (1982) dan Gambar 2-25].

Pada umumnya penggunaan metode tekanan tanah Rankine tidak menggunakan gesekan dinding yang cenderung yang lebih konservatif (tekanan dinding besar) daripada pemecahan harga-harga Coulomb; akan tetapi, untuk dinding tinggi atau dinding lentur dengan metode deformasi Coulomb yang baik mungkin lebih realistis dan diperlukan suatu perkiraan untuk δ .

Adesi Dinding

Adhesi dinding berkembang dari setiap kohesi di dalam tanah. Pada bagian atas adhesi itu diharapkan bahwa akan terbentuk suatu retakan regang (atau terjadi selama musim kering selama tanah susut secara alami). Nilai adhesi c_a di bawah retak regangan biasanya ditetapkan mulai 0,5 sampai 0,7 s_u dengan nilai maksimum tak jauh melampaui 50 kPa. Ada sebagian pendapat untuk mengabaikan daerah regangan sepanjang dinding (lihat Contoh 11-4 dan 11-5). Kita mungkin perlu menyelidiki kasus tegangan total [dengan kohesi (s_u)] maupun kasus (efektif) tegangan tersalur dengan hanya memakai ϕ' yang tergantung kepada parameter masalah tertentu.

11-10. TEORI-TEORI TEKATAN TANAH DI DALAM PERSOALAN DINDING PENAHAN

Baik metode Rankine maupun metode Coulomb telah dipakai secara luas. Pemecahan Rankine sering dipakai karena persamaannya sederhana dan agak lebih konservatif daripada persamaan Coulomb.

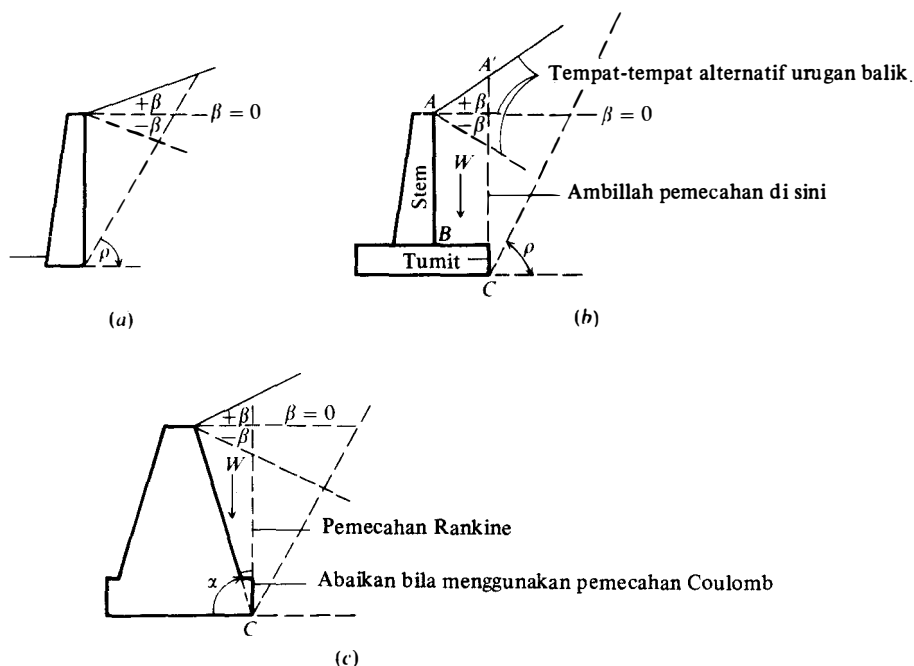
Karena persamaan Rankine untuk tanah tak berkohesi mempunyai bentuk yang sama seperti untuk soal hidrostatisa

$$P_a = \frac{1}{2}H^2(\gamma K_a)$$

di mana faktor γK_a adalah setara dengan berat isi cairan (fluida), maka harga-harga sembarang (diambil dari buku pedoman) seperti misalnya antara 5 sampai 8 kN/m kadang-kadang digunakan. Pada waktu nilai-nilai ini dipakai, maka metode ini dinamakan *metode cairan-ekivalen* dan tidak dianjurkan pada praktek yang berlaku oleh penulis.

Pada waktu nilai-nilai ini dipakai, maka metode ini dinamakan *metode cairan-ekivalen* dan tidak dianjurkan pada praktek yang berlaku oleh penulis.

Dalam menggunakan pemecahan Rankine dan Coulomb, tidak boleh ada bagian dinding yang mengganggu dengan terbentuknya perkiraan bidang patahan (garis BC dari Gambar 11-2). Pada umumnya untuk dinding penahan berkonsol (dinding dengan suatu proyeksi tumit) kita harus membuat dua pemecahan soal.



GAMBAR 11-13. Tempat untuk pemecahan dengan menggunakan prosedur Rankine. (a) Dinding dan dasar tidak saling mengganggu dengan keping runtuh; (b) kaki pondasi akan mengganggu frekuensi runtuh jika tidak diletakkan seperti dalam gambar; (c) lereng belakang dan kaki pondasi akan mengganggu keping runtuh jika tidak diletakkan seperti dalam gambar. Di dalam (b) dan (c) masukkan berat W dalam perhitungan-perhitungan stabilitas.

1. Pada bagian belakang dinding memakai $H = AB$ dari Gambar 11-13b untuk geser dan momen badan.
2. Pada titik tumit C gunakan $H = A'C$ untuk kestabilan guling dan gelinciran dinding secara keseluruhan.

Suatu pertimbangan utama dalam perancangan dinding yaitu apakah daerah patahan yang diidealkan dapat terbentuk sesuai dengan yang dilukiskan dalam Gambar 11-12. Dalam Gambar 11-12a daerah urugan-balik cukup besar sehingga daerah "Rankine" dapat terbentuk dalam tanah dengan sifat-sifat yang sudah diketahui. Dalam Gambar 11-12b daerah urugan-baliknya terbatas dan daerah Rankine (kalau hal itu terbentuk) akan berada dalam tanah yang asli—urugan-balik berbutir hanya memberikan pengaliran bebas sehingga tidak terbentuk tekanan air hidrostatik. Jelaslah bahwa kalau tanah yang ada telah terbentuk lama, maka hal itu akan menyumbangkan sedikit tekanan lateral (kalau ada) terhadap dinding dan tekanan dinding yang utama akan terjadi dari pemampatan urugan-balik pada daerah yang terbatas; akan tetapi tekanan lateral ini mungkin besar sekali dan bahkan melampaui segala tekanan aktif yang dihitung. Dalam keadaan ini tekanan dinding sebenarnya tergantung kepada kekakuan dinding (dalam arti perpindahan) dan upaya pemampatan. Biasanya pemampatan itu menyebabkan tekanan dinding yang menghasilkan gaya dinding resultan yang mendekati tinggi pertengahan lawan sepertiga tinggi dinding untuk keadaan tekanan aktif. Dalam keadaan ini kita dapat memakai suatu nilai K yang berada di antara K_a dan K_0 —atau agak lebih besar dan suatu perkiraan terbaik untuk tempat dari resultan tersebut.

Gambar 11-12c adalah suatu situasi lapangan yang lazim di mana diperlukan sangat banyak pertimbangan rekayasa untuk memperkirakan tekanan dinding, meskipun suatu

pendekatan dapat dibuat seperti dilukiskan dalam Contoh 11-5, Gambar 11-12*d* ialah suatu cara di mana urugan-baliknya terbatas ketersediannya, sehingga sebagian ditempatkan untuk menentukan lokasi daerah "Rankine" dan kemudian dipakai bahan yang kurang baik pada daerah yang tidak kritis. Daerah bidang punggung terbatas itu ialah untuk penyaluran. Di sini kita akan memakai sudut ϕ dari tanah berbutir, tetapi suatu berat satuan yang merupakan rata-rata untuk urugan-balik.

Permukaan Urugan-Balik Tak teratur dan Kemiringan.

Pada waktu letak urugan-balik itu lebih landai, urugan itu mempunyai kemiringan β dengan horisontal sehingga β itu mungkin naik (+), $\beta = 0$ untuk horisontal, dan (-) untuk kemiringan menurun dari dinding seperti dilukiskan pada Gambar 11-13. Selain itu kita mungkin mempunyai garis keruk yang miring (pada Gambar 11-2). Secara naluri kita mengira bahwa suatu lereng (+) akan menambah tekanan dinding dan sebuah lereng (-) akan menurunkan tekanan. Hal ini tercermin dari metode Coulomb dan metode Teori Elastisitas untuk kedua nilai β (+) dan (-) dan dalam metode Rankine untuk nilai (+). Nilai-nilai (-) mempunyai nilai khusus untuk dinding yang memakai tekanan negatif dalam tanah di bawah garis keruk. Ada kalanya dinding yang menopang tumpukan batubara dan sejenisnya mungkin mempunyai lereng negatif pada waktu bahan timbunan itu habis.

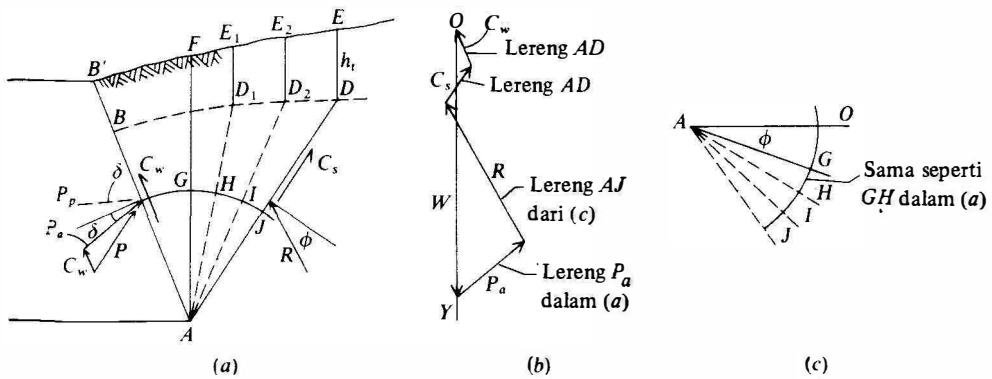
Pada tempat-tempat di mana bentuk tanah tak-teratur kita dapat memperkirakan tempat keluar dari daerah Rankine dan dalam daerah itu memperlakukan permukaan tak-teratur itu sebagai suatu lereng yang paling sesuai atau sebagai beban-tambahan seragam dan memakai persamaan untuk kasus itu. Kita juga dapat menggunakan Cara Pasak Percobaan dari bagian yang berikut—khususnya bila kita ingin mempunyai perkiraan yang lebih baik dari tempat garis runtuh.

11-11 PEMECAHAN SECARA GRAFIS DAN KOMPUTER UNTUK TEKANAN TANAH LATERAL

Ada beberapa pemecahan secara grafis untuk mendapatkan gaya-gaya lateral bila urugan balik mempunyai bentuk yang tak teratur atau jika ada beban-beban terpusat, yakni dua kondisi yang tidak cocok untuk teori Coulomb atau Rankine. Beberapa pemecahan tersebut adalah pemecahan cara Culmann (kira-kira tahun 1886), metode benda uji (trial-wedge method) (kira-kira tahun 1877), dan spiral logaritmik. Pemecahan secara analitis yang didasarkan pada Teori Elastisitas dapat juga digunakan; gantikanlah permukaan urugan-balik tak-teratur dengan sudut β "paling cocok" atau suatu beban-tambahan seragam yang setara.

Metode Culmann dan metode pasak-coba adalah sangat mirip kecuali untuk orientasi umum tentang poligon gaya. Kedua metode ini mengandalkan perhitungan gaya-gaya yang sudah diketahui pada suatu pasak-coba yang mencakup setiap beban ekstern atas urugan-balik itu, bobot pasak-coba, gaya geser atas bidang runtuh sementara (atau percobaan), dan dari kemiringan gaya dinding P_a (atau P_p) yang sudah diketahui, serta gaya resultan R atas bidang patahan, gambarkan sebuah poligon gaya dan secara grafis dapatkanlah P_a . Spiral batang adalah mirip tetapi memakai sebagian dari spiral batang untuk menentukan bidang runtuh sedangkan metode Culmann dan metode pasak-coba memakai bidang datar.

Kecenderungan analisis arus adalah digunakannya sebuah komputer untuk memudahkannya dan untuk alasan ini hanya metode arus yang disesuaikan oleh pengarang adalah metode baji coba-coba (yang dapat diprogram untuk sebuah urugan-balik dengan bentuk-tak beraturan dan banyaknya beban-beban tambahan) dan teori metode elastisitas. Untuk



GAMBAR 11-14. Pemecahan gaya aktif pasak-coba. (a) Gaya-gaya yang bekerja pada pasak-coba ABED; (b) gaya-gaya yang bekerja pada ABED terbentuk ke dalam poligon gaya; (c) cara cepat untuk menetapkan kemiringan R . Untuk lereng gaya pasif sebesar P_p diperlihatkan; lereng R berubah, C_w arah mundur.

pembaca edisi sebelumnya yang berminat dengan buku ini berisi deskripsi dari Culmann spiral logaritmik.

Di sini ada masalah utama dengan menggunakan metode baji coba versus metode teori elastisitas (atau Boussinesq) dalam tekanan lateral berbeda yang sangat besar dapat dihitung. Mungkin juga bahwa baji coba yang lebih konservatif sementara metode teori elastisitas yang mungkin sedikit tak aman. Dalam setiap kasus kita perhatikan pada dua prosedur, dengan mengakui bahwa kasus-kasus di sini yang mana satu prosedur mungkin lebih disukai.

Metode Pasak-Coba

Seperti telah dicatat sebelumnya, prosedur Culmann dan prosedur pasak-coba itu mirip kecuali untuk orientasi tentang poligon gayanya. Prosedur pasak-coba juga mempunyai kelebihan atas pemecahan Culmann karena kita juga dapat menghadapi kohesi sebagai suatu parameter tanah. Gambar 11-14 melukiskan prosedur umum yang dapat diberikan secara garis besar sebagai berikut:

1. Gambarlah dinding dan permukaan tanah dengan menggunakan skala yang cocok dan hitunglah kedalaman retak tegangan sebagai

$$h_t = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

Nilai h_t ini harus digambarkan pada jumlah titik yang cukup untuk menetapkan profil retak-tegangan.

2. Buatlah pasak-coba sebagai $AB'E_1D_1$, $AB'E_2D_2$, dan hitunglah bobot pasak-pasak yang bersangkutan sebagai w_1 , w_2 , w_n .
3. Hitunglah C_w dan C_s (perhatikan bahwa C_w adalah suatu konstan) dan buatlah C_w seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 11-14b pada lereng dinding dan pada skala gaya yang sesuai. Karena suatu retak tegangan dapat terjadi sepanjang dinding, maka panjang AB harus dipakai untuk menghitung C_w . Lukiskan juga pembawa/vektor bobot w_1 , w_2 , w_n sepanjang garis OY .

4. Dari terminus C_w buatlah C_s pada lereng dari pasak gagal coba yang diasumsikan.
5. Melalui titik-titik w_1, w_2, \dots, w_n yang ditetapkan dalam langkah 3, buatlah sebuah vektor P_a kepada kemiringan yang benar. Perhatikan bahwa lereng P_a (atau P_p) itu adalah konstan.
6. Melalui terminus C_s buatlah vektor R dengan kemiringan yang tepat. Lereng tersebut berada pada sudut ϕ terhadap suatu tegaklurus pada permukaan-permukaan runtuh yang dianggap AD_1, AD_2, AD_3, \dots .
7. Perlintasan vektor-vektor R dan P_a menentukan suatu lokus titik-titik, melalui mana dilukiskan kurva yang mulus.
8. Lukiskan sebuah tangen pada kurva yang didapat pada langkah 7, paralel terhadap vektor bobot, dan lukiskan vektor P_a lewat titik tangen. Sebagaimana dengan pemecahan/jawaban Culmann, beberapa nilai maksimum dapat diperoleh. Nilai P_a yang sebesar mungkin adalah nilai perancangan.

Kemiringan vektor R dapat ditentukan dengan baik sekali (Gambar 11-14c) sebagai berikut:

1. Gambarkan busur GJ dengan radius r dari garis vertikal AF dalam Gambar 11-14a.
2. Gambarkan suatu garis horisontal AO dan buatlah sudut ϕ seperti yang diperlihatkan. Dengan r yang sama seperti yang dipakai pada langkah 1, lukiskanlah busur OJ .
3. Kemudian AG adalah lereng dari vektor R sampai bidang keruntuhan AF .
4. Sekarang buatlah busur-busur GH, HI, IJ pada Gambar 11-14c kepada panjang busur yang sama seperti pada langkah 1.
5. Lereng dari garis-garis AH, AI dan AJ dari Gambar 11-14c adalah lereng-lereng terkait dari vektor R pada permukaan runtuh AD_1, AD_2, \dots .

Pada bahan-bahan tak berkoheksi nilai-nilai C_w dan C_s itu nol, dan jawaban/pemecahan pasak-coba adalah sama seperti pemecahan Coulomb, kecuali untuk orientasi dari poligon gaya.

Contoh 11-6. Carilah pemecahan untuk susunan tanah-dinding dari Gambar E11-6 dengan memakai metode pasak-coba.

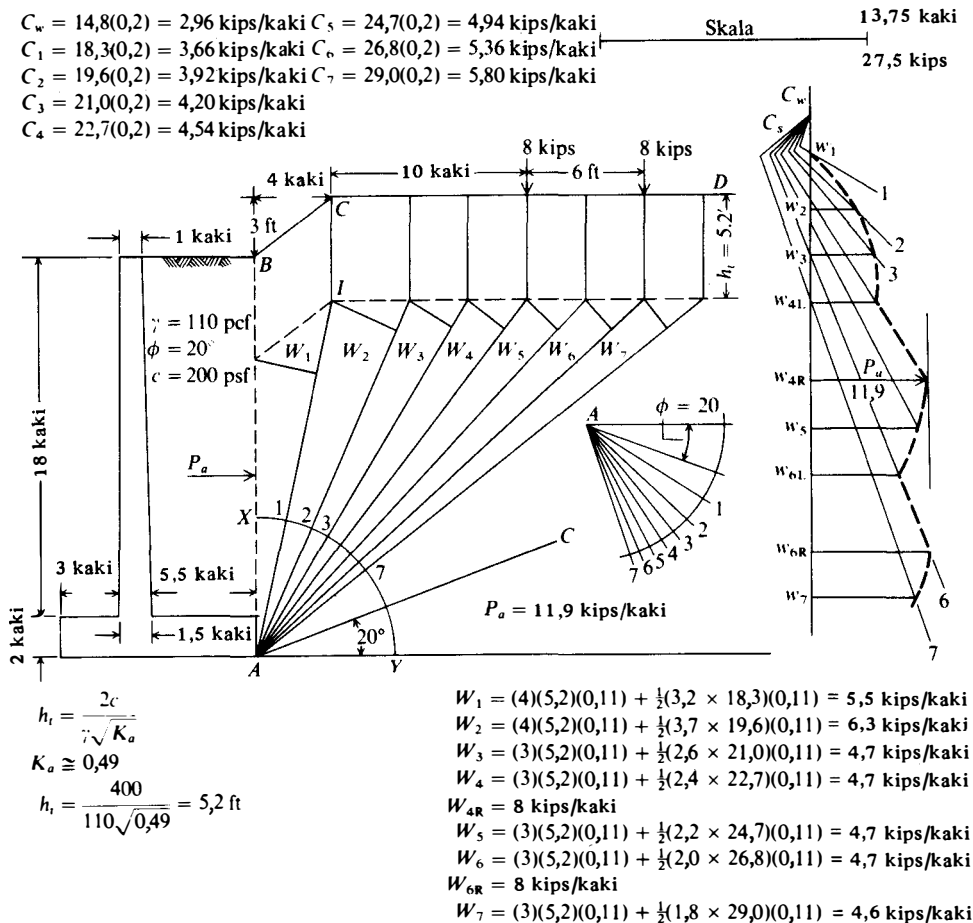
Pemecahan

1. Soalnya digambarkan pada skala seperti diperlihatkan dengan garis AB yang dilukiskan secara vertikal melalui tumit dari dinding. Tentukan letak permukaan tanah dan gambarkan beban-beban terkonsentrasi seperti yang diperlihatkan. Juga gambarkan profil retak tegangan pada kedalaman $z_t = 5,2$ kaki.
2. Kita anggap bahwa P_a bekerja secara horisontal seperti diperlihatkan (meskipun suatu sudut gesekan sebesar $\delta = \phi$ mungkin merupakan asumsi yang lebih baik untuk tanah-ke-tanah pada permukaan vertikal AB).
3. Hitunglah adhesi pada permukaan vertikal AB dengan memakai jarak efektif

$$z_e = H - h_t = 20 - 5,2 = 14,8 \text{ kaki}$$

Pakailah kohesi penuh sepanjang z_e untuk tanah-ke-tanah.

4. Selanjutnya buatlah sebuah pasak percobaan seperti $ABCI$ dan hitunglah beratnya. Hitung juga kohesi C_s = jarak $AI \times$ kohesi, dan sebagainya.
5. Gambarlah busur XY dari A dan dengan cara serupa gambarkan sisipan (inset) (pada skala yang sama) dan dari AX pada sisipan itu buatlah $\phi = 20^\circ$ serta kemudian tentukan letak titik-titik 1 sampai 7 seperti yang diperlihatkan. $A1$ = lereng dari R -pertama, $A2$ = lereng dari R -kedua, dan sebagainya yang secara langsung dialihkan langsung kepada poligon gaya sebagai garis perpanjangan yang dilintasi oleh P_a dari vektor W untuk menyempurnakan poligon gaya untuk setiap pasak-coba yang diberikan.



GAMBAR E11-6

Pemecahan Soal Pasak-Coba dengan Komputer

Metode paling sederhana untuk pemecahan soal pasak-coba (atau metode Culmann) ialah memakai suatu cara pemecahan komputer. Dalam suatu pemecahan komputer adalah perlu untuk melakukan hal-hal berikut:

1. Gambarkanlah geometri dinding-tanah menurut skala dan dapatkan koordinat-koordinat untuk titik-titik A, B' (dan F dari Gambar 11-14).
2. Dapatkanlah koordinat tambahan secukupnya untuk menentukan puncak urugan-balik dan koordinat dari semua beban terkonsentrasi.
3. Programkan suatu pemecahan dari segitiga gaya dari Gambar 11-14b untuk P_a . Hal ini melibatkan dua variabel yang tak diketahui P_a dan R, tetapi semua sudut dan lereng diketahui dan poligon gayanya harus tertutup; karenanya maka dapat dibuat pemecahan analitis langsung untuk P_a .
4. Mulailah dengan suatu baji tanah, katakanlah ΔFE_1D_1 , dengan sudut FAD_1 sebesar kira-kira 5° (tergantung apakah AF itu vertikal) dan tambahkanlah sudut baji dengan angsuran 1° . Carilah pemecahan baji tanah dua kali pada semua beban titik (dx ke kiri dan dx ke kanan).

5. Pilihlah nilai-nilai P_a yang dihitung dari langkah 3 dan 4 sampai semua beban terkonsentrasi telah diperhitungkan dan P_a telah berkurang paling sedikit dua kali berturut, hentikan perhitungan dan cetaklah P_a maksimum dan sudut ρ yang terkait. Prosedur ini memungkinkan penelaahan efek-efek parametrik (ϕ, δ, c, γ) jauh lebih mudah daripada memakai prosedur grafis seperti yang telah dibahas sebelumnya.

Contoh 11-7. Kerjakan kembali Contoh 11-6 dengan menggunakan program komputer B-7 pada Lampiran B.

Jawaban. Mengacu kepada Gambar E11-6 untuk geometri umumnya. Tentukanlah sebarang koordinat pada tumit dinding pada 100, 100. Ada dua garis yang menentukan urugan-balik sehingga kita memberikan koordinat pada titik *B* sebagai $X = 100, Y = 120$ (konsisten dengan koordinat pada titik *A*). Pada titik *C*: $X = 104; Y = 123$. Beri koordinat pada *D* suatu nilai yang besar ($X = 189; Y = 123$). Dengan cara serupa dapat diperoleh koordinat untuk dua muatan. Hal ini memungkinkan kita guna mengembangkan perangkat data masukan pada Gambar E11-7 yang kemudian membang-

GAMBAR E11-7

Data set

```
J E BOWLES TEXTBOOK EX 11-7 (4/E) USING FPS UNITS
  2      2      1      1      0      0      0
.110      20.      90.      0.      0.2      1.0      0.
  1 100.      120.      104.      123.
  2 104.      123.      180.      123.
100.      100.      100.      120.
  1 8.      114.      123.
  2 8.      120.      123.

J E BOWLES TEXTBOOK EX 11-7 (4/E) USING FPS UNITS
      TYPE OF EARTH PRESSURE PROB = ACTIVE

LINE NOS AND END COORDS LEFT END FIRST
LINE NO      X1      Y1      X2      Y2
  1      100.0000  120.0000  104.0000  123.0000
  2      104.0000  123.0000  180.0000  123.0000

      NO OF LINES = 2      NO OF CONC LOADS = 2
      UNIT WT OF SOIL = 0.110 K/FT**3
ANGLES: SOIL (PHI) = 20.000 DEG
          WALL = 90.000 DEG
          SLOPE = 0.000 DEG
      SOIL COHESION = 0.200 KSF      WALL ADHES FACTOR = 1.000
INITIAL COORDINATES:
XSTART = 100.000      YSTART = 100.000 FT
XTOP = 100.000      YTOP = 120.000 FT

THE CONC LOADS AND COORDS:

  1      8.000      114.000      123.000
  2      8.000      120.000      123.000

      HT OF TENSION CRACK = 5.1932
ORIGINAL AND REVISED Y-COORDS:

I = 1      Y(I,J) = 120.000 123.000      YP(I,J) = 114.807 117.807
I = 2      Y(I,J) = 123.000 123.000      YP(I,J) = 117.807 117.807

THE MAXIMUM VALUE OF ACTIVE EARTH PRESSURE = 11.834 KIPS ++++
THE RHO ANGLE FROM HORIZ = 41.681 DEG
NO OF ITERATIONS = 48
```

kitkan hasil keluaran yang diperlihatkan. Perlu untuk merinci suatu rekahan tegangan dengan memakai parameter $ITENCR = 1$, kalau tidak, maka kohesinya tidak dipakai. Tentukan pula $IHEEL = 1$ untuk diangsur pada pasak-coba 1° . Dari hasil keluarannya kita peroleh $P_a = 11,834$ kips (lawan 11,9 menurut hasil hitungan tangan). Hal ini memerlukan 48 kali percobaan dan $\rho = 41,7^\circ$ dari horisontal. Perhatikanlah bahwa hal ini berbeda dari cara penghitungan tangan. Yang terjadi dalam program komputer ialah bahwa program itu akan berlanjut sampai terdapat dua penurunan berturut dalam P_a yang dihitung dan pemeriksaan Gambar E11-6 menunjukkan bahwa hal ini tidak akan terjadi sampai kita melewati beban terkonsentrasi kedua. Di sini beban terkonsentrasi kedua menghasilkan P_a kira-kira sama seperti yang terjadi pada yang pertama sehingga komputer dengan mudahnya memakai beban yang terakhir. Dari pemeriksaan perhitungan tangan kita lihat bahwa P_a yang kira-kira sama akan diperoleh pada beban baik yang pertama maupun beban kedua. Dengan mengetahui bahwa program komputer akan melakukan hal ini, maka kita dapat memakai pengerjaan-pengerjaan yang terpisah dengan yang pertama, kemudian yang kedua, dan akhirnya dengan kedua beban karena besarnya data masukan itu sepele (kebanyakan dapat di-gandakan) dan waktu pengerjaannya tak lama.

Titik Penerapan Gaya Dinding P_a

Prosedur berikut untuk mencari titik terapan gaya dinding P_a disarankan oleh Terzaghi (1943). Prosedur ini untuk kasus 1 di bawah ini berlaku untuk urugan-balik yang melandai atau horisontal tanpa beban terkonsentrasi memberikan titik $H/3$ seperti dari kasus teoretis. Untuk kasus-kasus yang lain maka pemakai harus menentukan apakah prosedur itu berlaku. Kita dapat mencatat bahwa kasus nomor 3 sangat spekulatif karena disangsikan apakah suatu beban terkonsentrasi di luar pasak kerusakan akan sangat membantu (kalau ada) banyak terhadap P_a .

Kasus 1. Tidak ada beban terpusat (Gambar 11-15a), tetapi boleh ada beban tambahan.

- Carilah titik pusat gravitasi dari bidang runtuh secara grafis dengan memotong (membuat) sebuah model kardus dan menggantungkannya dengan sebuah benang pada dua atau tiga titik.
- Melalui titik pusat gravitasi serta sejajar dengan permukaan runtuh tariklah sebuah garis kerja dari P_a dari P_a hingga memotong AB (dinding atau bidang melalui tumit dinding konsol). P_a bekerja pada sudut δ atau β , dengan arah tegak-lurus terhadap AB .

Kasus 2. Beban terpusat atau beban garis di dalam keping runtuh (Gambar 11-15b).

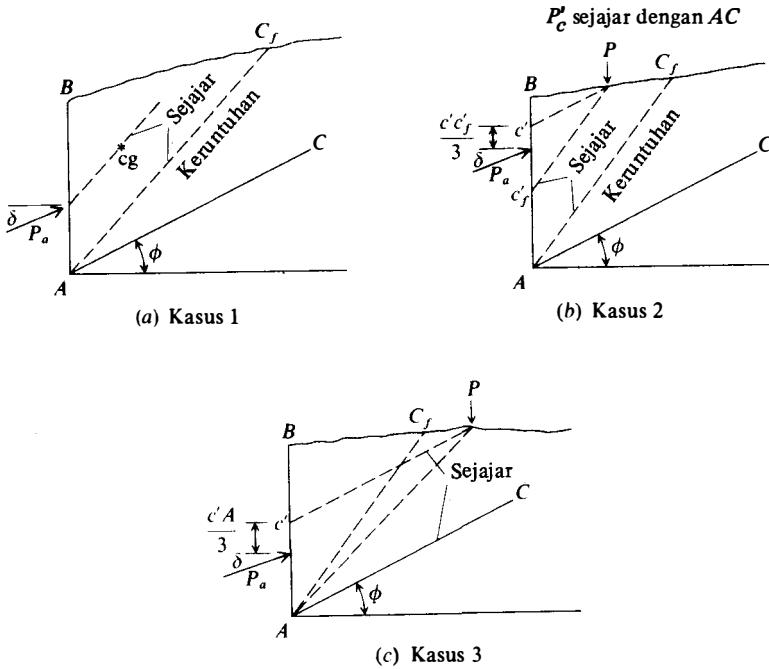
- Tariklah garis Pc' , sejajar dengan AC , dan tariklah Pc'_f sejajar dengan AC_f .
- Ambillah sepertiga dari jarak $c'c'_f$ dari c' untuk titik tangkap dari P_a .

Kasus 3. Beban terpusat atau beban garis di luar keping runtuh (Gambar 11-15c).

- Tariklah garis dari beban terpusat ke A (PA).
- Tariklah Pc' sejajar dengan AC .
- Ambil sepertiga dari $c'A$, dimulai dari c' untuk titik tangkap dari P_a .

Penulis menyarankan bahwa pemecahan terbaik untuk gaya dinding dan titik terapan pada waktu terdapat beban terkonsentrasi atas setiap jenis urugan-balik ialah:

- Dapatkanlah pemecahan Coulomb atau Rankine untuk tekanan tanah lateral.
- Dapatkan pemecahan Teori Elastisitas (caranya berikut) untuk setiap beban urugan-balik (hasil keluaran komputer memberikan gaya dan titik penerapannya).
- Gabungkan hasil pemecahan 1 dan 2 untuk mendapatkan total gaya dan titik penerapan dengan memakai $P = \Sigma P_i$ dan $P_y = \Sigma P_i y_i$.



GAMBAR 11-15. Prosedur untuk menentukan tempat titik tangkap dari P_a untuk (a) urugan balik yang tak teratur; (b) beban terpusat atau beban garis di dalam daerah runtuh; (c) beban terpusat atau beban garis di luar daerah runtuh (tetapi di dalam daerah ABC).

11-12 TEKanan LATERAL MENURUT TEORI ELASTISITAS

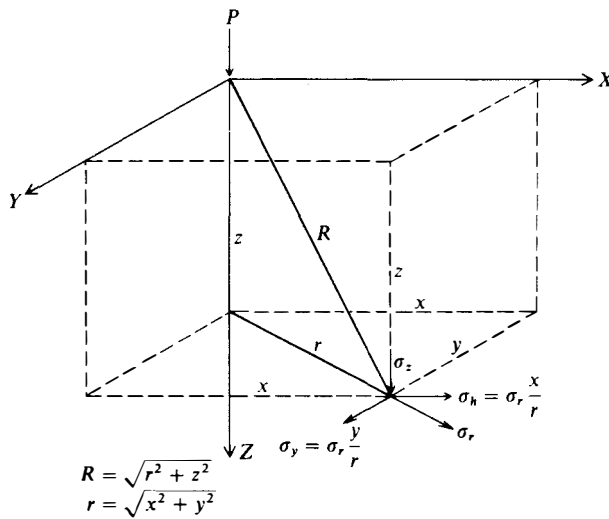
Metode pasak-coba agaknya terlalu konservatif dalam memperkirakan gaya lateral terhadap sebuah dinding pada waktu terdapat beban tambahan (atau beban) pada urugan-balik. Karena alasan ini, sehingga dewasa ini agaknya prosedur tersebut sudah tidak banyak dipakai lagi. Metode yang lebih teoretis ialah memakai Teori Elastisitas untuk menghitung profil tekanan lateral terhadap dinding dari pembebanan muatan-tambahan permukaan (titik, garis, lajur). Persamaan yang biasa dipakai ialah persamaan yang dikembangkan oleh Boussinesq pada waktu ia mengembangkan persamaan-persamaan untuk tekanan vertikal. Persamaan yang biasanya dibanggakan kepada Boussinesq adalah

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi z^2} \left[3 \sin^2 \theta \cos^3 \theta - \frac{(1 - 2\mu) \cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right] \quad (11-17)$$

di mana peristilahannya dinyatakan pada Gambar 11-16. Persamaan (11-17) itu dapat juga dituliskan sebagai

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left(\frac{3r^2 z}{R^5} - \frac{1 - 2\mu}{R(R + z)} \right) \quad (11-17a)$$

dengan menggunakan hubungan-hubungan trigonometrik untuk θ , r dan R sebagaimana dinyatakan dalam Gambar 11-16. Bentuk persamaan ini khususnya cocok untuk pemrograman memakai kalkulator kecil karena beban titik P biasanya ditetapkan dengan x yang diberikan, mempunyai koordinat y dan kita perlu mengubah z untuk mendapatkan profil tekanan dinding.



GAMBAR 11-16. Identifikasi ketentuan-ketentuan yang digunakan dalam persamaan Boussinesq [Persamaan. (11-17)] untuk tekanan lateral.

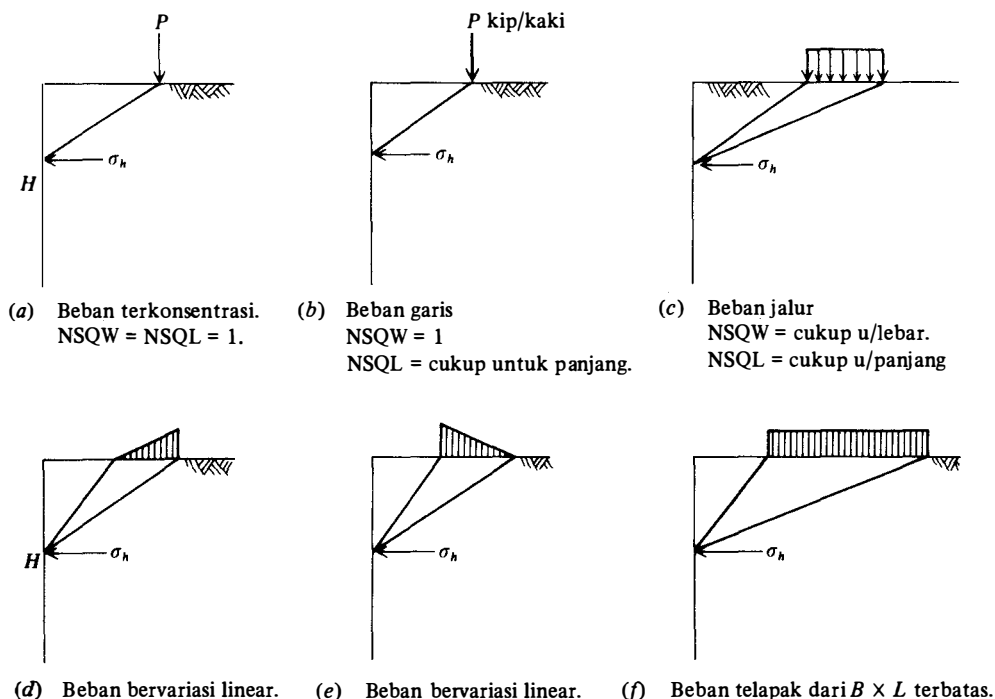
Pemrograman komputer pada persamaan ini memungkinkan kita untuk memecahkan setiap muatan beban-tambahan urugan-balik tertentu dari Gambar 11-17 yang ditetapkan sebagai:

1. Beban titik. Gunakanlah persamaan dalam bentuk tertentu.
2. Beban garis. Perlakukan sebagai suatu seri beban terkonsentrasi sepanjang suatu garis lebar satuan yang bekerja pada luas satuan.
3. Beban jalur. Perlakukan sebagai suatu seri beban garis sejajar yang bekerja pada jalur-jalur dari suatu lebar satuan.
4. Luas bermuatan. Perlakukan sebagai suatu seri beban garis sejajar yang bekerja pada suatu jalur dengan panjang terhingga.

Kita juga dapat memperhitungkan baik untuk suatu beban seragam konstan atau sebagai lajur bervariasi linear sebagai sisi sebuah peninggian-tanah, dan sebagainya. Beberapa kasus ini dilukiskan dalam Gambar 11-17.

Keabsahan umum untuk memakai suatu bentuk Persamaan (11-17) untuk beban-tambahan telah dibenarkan oleh beberapa penerbitan, termasuk karya Spangler (1936), Spangler dan Mickle (1956), Rehman dan Broms (1972) dan lain-lain. Karya awal Spangler dan Spangler bersama Mickle, mengandung galat dalam penerapan dari persamaan; tetapi, hal itu dapat dihindari dengan pemakaian langsung Persamaan (11-17) dan suatu nilai μ yang cocok untuk rasio Poisson.

Pada waktu karya Spangler mula-mula diterbitkan ia memakai $\mu = 0,5$ [dan belakangan dalam Spangler dan Mickle (1956)] yang sudah tentu agak menyederhanakan Persamaan (11-17). Karya Spangler berisi upaya untuk mengukur tekanan lateral terhadap sebuah dinding penahan setinggi 6 kaki dengan tebal badan konstan 6 kaki. Ia memakai pita-pita logam karena sel-sel tekanan tanah tak mudah tersedia di awal tahun 1930-an dan secara sederhana menimbun urugan-balik berbutir di belakang dinding tanpa pemampatan sama sekali sehingga hasilnya dalam keadaan yang sangat longgar. Kemudian ia memundurkan sebuah truk ke atas urugan-punggungan yang longgar agar roda-roda truk itu mensimulasikan suatu beban terkonsentrasi (akan terdapat dua daerah saling tindih) dan untuk beban garis ia memasang rel-kereta berbantalan yang sejajar dengan dinding dan memundurkan roda



GAMBAR 11-17. Muatan beban-tambahan yang dapat dipakai dalam program komputer B-8 dalam Terapan B. Masing-masing BSQW, NSQL = banyaknya elemen satuan yang terlepas dari dinding dan sejajar dengan dinding, seperti yang dipakai dalam program komputer.

belakang truk itu ke atasnya. Dari upaya ini Spangler menemukan (pada kedua acuan itu) bahwa tekanan menyamping yang terukur itu adalah sekitar dua kali dari yang diperkirakan dengan memakai Persamaan (11-17) dengan $\mu = 0,5$. Dari hasil-hasil yang dilaporkan, Mindlin (1936a) dalam pembahasan karya Spangler (1936) menetapkan faktor dua dapat dijelaskan dengan suatu dinding kaku yang menghasilkan efek suatu beban pantulan/cermin yang dipasang simetris di depan dinding itu. Penulis mulai memeriksa masalah ini dan memutuskan bahwa beban cerminan itu bukanlah suatu penjelasan karena suatu muatan cerminan pada suatu dinding kaku atau lentur secara sederhana akan meniadakan tekanan horisontal dan tidak menggandakannya. Pertimbangan ini juga dihasilkan dari karya yang dilaporkan oleh Rehman dan Broms (1972) yang menunjukkan (dengan memakai sel tekanan tanah modern) bahwa pada waktu tanah di belakang dinding itu padat, tetapi tekanan lateral dari beban-beban titik jauh lebih sedikit daripada sewaktu tanah itu sedang longgar. Hal ini menunjukkan bahwa rasio Poisson adalah parameter yang penting.

Teori elastisitas memberikan deret pembatas pada rasio Poisson sebesar antara -1 dan $+0,50$. Kita juga dapat mencatat bahwa secara ketat terdapat tanda dengan μ sehingga (+) berarti suatu regangan perpanjangan dengan penyusutan lateral seperti untuk baja regang yang menghasilkan $\mu \cong 0,3$, dan untuk regangan pampatan dengan pemuaian lateral seperti untuk suatu uji silinder beton $\mu \cong 0,15$. Tak diketahui bahan rekayasa apa yang mungkin memberikan suatu rasio ($-$) di mana terdapat pemuaian lateral dengan perpanjangan atau penyusutan lateral dengan pemampatan. Kita juga mencatat bahwa buat tanah telah ditentukan bahwa μ dapat lebih besar dari $0,5$ dengan nilai $0,6$ dan $0,7$ sebagai agak lazim karena tanah itu bersifat hanya semu-elastis.

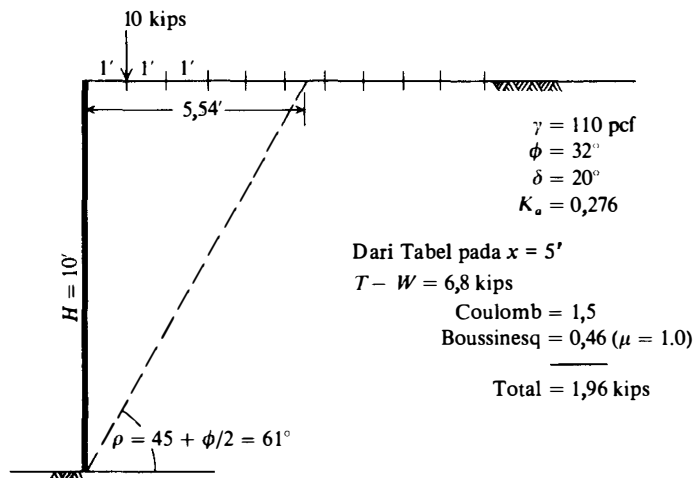
Dengan latar belakang ini maka jelaslah bahwa pendekatan dengan pemakaian Persamaan (11-17) haruslah dipakai dengan hati-hati. Ada sejumlah pemecahan bentuk tertutup untuk kasus-kasus terpilih pada muatan-muatan urugan-balik; akan tetapi penulis telah menemukan perbedaan-perbedaan yang besar—khususnya untuk pembebanan berintensitas variabel. Karena beberapa alasan ini dan karena Persamaan (11-17) mudah diprogram untuk semua kasus, maka cara itu satu-satunya yang dianjurkan oleh penulis. Perbandingan dengan pemecahan soal bentuk tertutup menunjukkan hampir tak ada kesalahan dari pemakaian metode disebut untuk pembebanan yang terus-menerus.

Tabel 11-7 menggambarkan kasus suatu dinding penahan kecil dengan beban terkonsentrasi pada jarak bervariasi dan memakai deret rasio Poisson. Dinding ini juga mencakup jawaban pasak-coba untuk beberapa posisi beban dan tekanan lateral yang dihitung tanpa beban tambahan. Dari tabel ini beberapa kesimpulan dapat ditarik:

1. Metode pasak-coba itu memberikan gaya dinding yang lebih besar.
2. Rasio Poisson $\mu = 0,3$ sampai $0,5$. Disarankan agar $\mu = 1,00$ adalah mungkin untuk tanah dalam keadaan sangat longgar—khususnya dalam kondisi regang hampir datar di mana sangat mungkin bahwa regangan lateralnya dapat menyamai regangan vertikal ϵ_v sehingga menghasilkan $\mu = \epsilon_h/\epsilon_v = 1,00$.
3. Beban-beban terkonsentrasi yang berada jauh di luar daerah Rankine menyumbang kepada P_a dalam kasus baji-coba sehingga menuntun kita kepada anggapan bahwa

TABEL 11-7. Perbandingan pasak-coba dan gaya dinding Boussinesq dengan memakai Persamaan (11-17).

Posisi beban	1'	2	3	4	5	6	7	8	9	10 kaki dari dinding
Pasak-coba	9,9	9,0	8,3	7,5	6,8	6,1	5,4	4,8	4,1	3,5 kips
Coulomb P_a	1,5									1,5 dari pasak
Boussinesq										
$\mu = 0,3$	0,21	0,39	0,33	0,26	0,20	0,16	0,13	0,11	0,09	0,07 kips
0,5	0,40	0,54	0,45	0,35	0,28	0,22	0,18	0,15	0,12	0,10
0,7	0,59	0,70	0,57	0,44	0,35	0,28	0,23	0,19	0,16	0,13
1,0	0,89	0,93	0,74	0,58	0,46	0,37	0,30	0,25	0,21	0,18



Gambar 11-18 untuk pengenalan variabel yang terpilih dan cara yang dipakai untuk menghitung resultan gaya dinding dan letak y .

Data masukannya dikenal lewat pernyataan ulasan pada awal program dan kebanyakan data masukan itu ditulis ulang. Anda dapat memakai parameter LIST untuk mendapatkan hasil keluaran tambahan untuk setiap pemeriksaan hitungan tangan.

Program itu akan dipakai untuk memecahkan kedua contoh berikut ini. Contoh pertama menggambarkan efek dari μ atas tekanan lateral, dan contoh kedua memeriksa muatan bervariasi linear dan bagaimana untuk memeriksa jenis-jenis persoalan.

Contoh 11-8. Carilah gaya lateral terhadap sebuah dinding setinggi 7,5 m dari suatu daerah bermuatan berukuran 2×4 m yang terletak 3 m dari dinding seperti pada Gambar E11-8a.

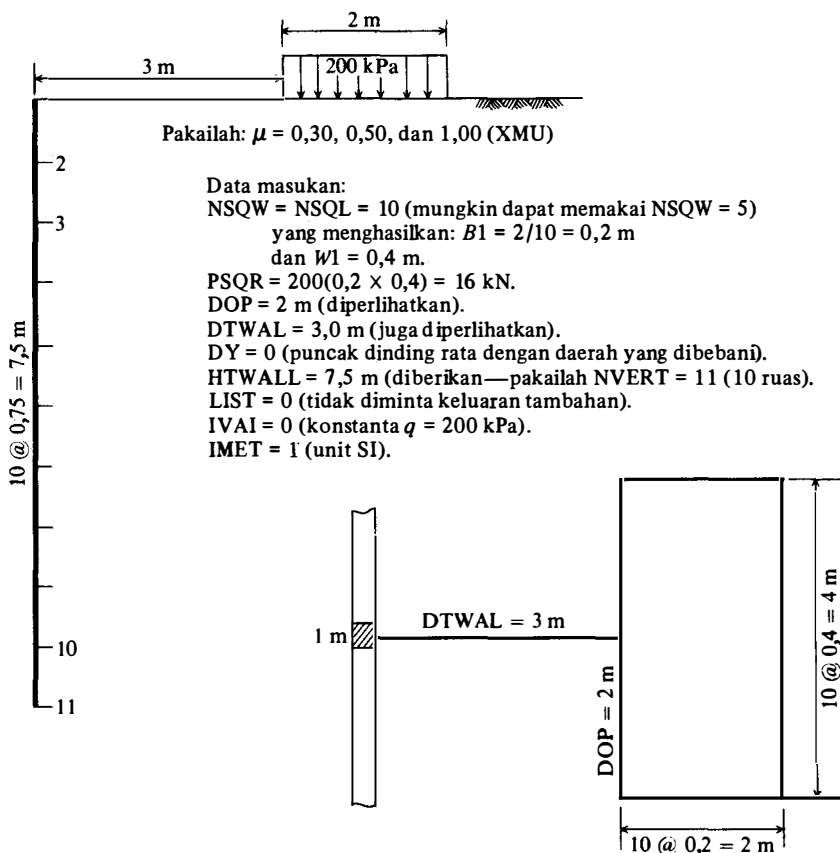
Jawaban. Kita akan memakai $\mu = 0,3, 0,5$ dan $1,0$.

Karena pusat dari daerah yang dimuati akan menyebabkan tekanan dinding yang mungkin paling besar, maka kita akan memusatkan alasnya pada titik yang berkepentingan pada dinding itu.

Dari sketsa kita lihat bahwa panjangnya sejajar terhadap dinding sehingga kita akan memakai $NSQW = NSQL = 10$ yang menghasilkan luas satuan sebesar $B1 = 0,2 \text{ m} \times W1 = 0,40 \text{ m}$. Keekivalenan beban terkonsentrasi pada luas satuan ini ialah:

$$200 \text{ kPa} \times 0,2 \times 0,4 = 16 \text{ kN (masukan seperti PSQR karena hal itu konstan)}.$$

GAMBAR E11-8a



J E BOWLES EXAMPLE 11-8--POISSON'S RATIO = 0.3

BOUSSINESQ EQUATION FOR LATERAL EARTH PRESSURE--XMU = 0.30

NO VERT INCR = 11
 NO SQUARES: WIDTH = 10 LENGTH = 10
 LIST = 0 IMET (SI > 0) = 1
 ELEMENT SIZE: B X W = 0.200 0.400 M
 TOTAL LOAD ON UNIT AREA = 16.000 KN
 DOP = 2.000 DTWAL = 3.000 M
 DIST OF WALL BELOW LOAD, DY = 0.000 M
 HEIGHT OF WALL, HTWALL = 7.500 WALL INCREMENT, DDY = 0.750 M

RESULTANT (TOTAL) HORIZONTAL FORCE = 36.967 KN
 DIST BOTTOM OF WALL TO RESULT = 3.242 M

J E BOWLES EXAMPLE 11-8--POISSON'S RATIO = 0.5

BOUSSINESQ EQUATION FOR LATERAL EARTH PRESSURE--XMU = 0.50

NO VERT INCR = 11
 NO SQUARES: WIDTH = 10 LENGTH = 10
 LIST = 0 IMET (SI > 0) = 1
 ELEMENT SIZE: B X W = 0.200 0.400 M
 TOTAL LOAD ON UNIT AREA = 16.000 KN
 DOP = 2.000 DTWAL = 3.000 M
 DIST OF WALL BELOW LOAD, DY = 0.000 M
 HEIGHT OF WALL, HTWALL = 7.500 WALL INCREMENT, DDY = 0.750 M

RESULTANT (TOTAL) HORIZONTAL FORCE = 52.672 KN ← See Ex. 11-9
 DIST BOTTOM OF WALL TO RESULT = 3.099 M

J E BOWLES EXAMPLE 11-8--POISSON'S RATIO = 1.0

BOUSSINESQ EQUATION FOR LATERAL EARTH PRESSURE--XMU = 1.00

NO VERT INCR = 11
 NO SQUARES: WIDTH = 10 LENGTH = 10
 LIST = 0 IMET (SI > 0) = 1
 ELEMENT SIZE: B X W = 0.200 0.400 M
 TOTAL LOAD ON UNIT AREA = 16.000 KN
 DOP = 2.000 DTWAL = 3.000 M
 DIST OF WALL BELOW LOAD, DY = 0.000 M
 HEIGHT OF WALL, HTWALL = 7.500 WALL INCREMENT, DDY = 0.750 M

RESULTANT (TOTAL) HORIZONTAL FORCE = 91.935 KN
 DIST BOTTOM OF WALL TO RESULT = 2.956 M

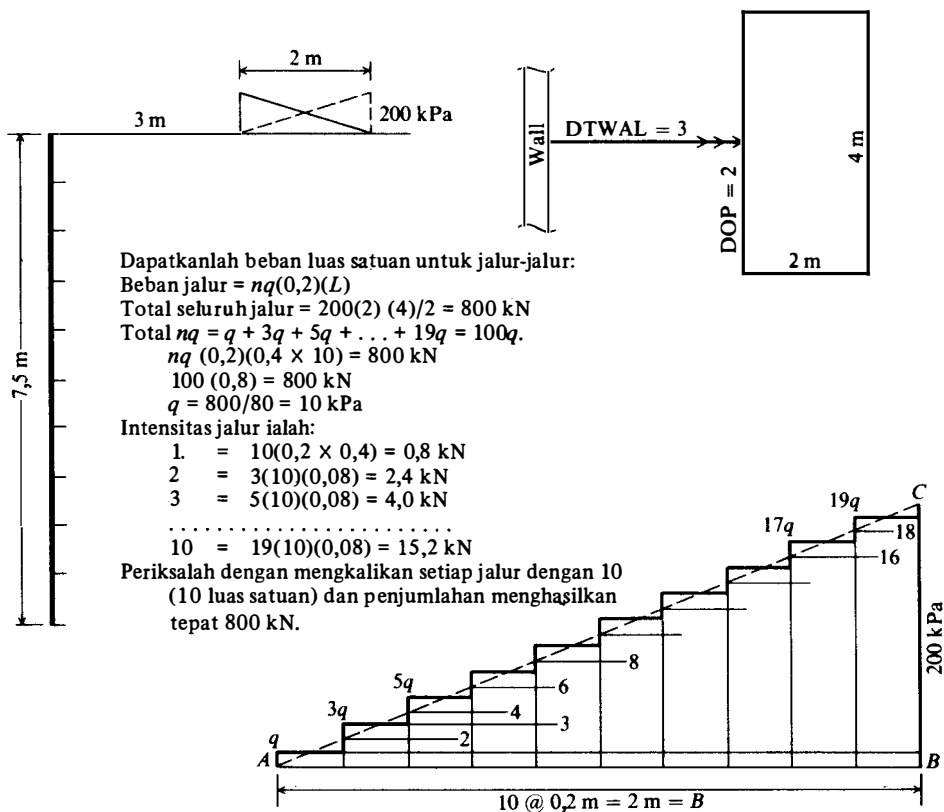
GAMBAR E11-8b.

Untuk teks kita akan membatasi penyenaaran hanya kepada data masukan dan hasil pemecahannya.

Dengan memakai 11 titik pada dinding akan menghasilkan $DDY = 7,5/(NVERT - 1) = 0,75$ m yang sudah dihitung ke dalam program. Dengan PSQR = konstan, pakai-lah IVARI = 0, DOP = 2 karena dinding itu terpusat dan DTWAL = 3,0 (data yang di-berikan). Dengan membangun arsip data maka kita memperoleh Gambar E11-8b se-bagai I/O. Kita lihat bahwa mengubah μ dari 0,3 menjadi 1,00 hampir melipat-tigakan gaya dinding dan dari 0,5 ke 1,0 hampir menggandakan gaya dinding itu. Yang me-narik perhatian dalam contoh selanjutnya ialah gaya dinding untuk $\mu = 0,50$ dari $R = 52,672$ kN.

Contoh 11-9. Untuk daerah/luas yang dibebani linear yang diperlihatkan dalam Gambar E11-9a hitunglah gaya dindingnya.

Jawaban. Karena data umumnya sama dengan Contoh 11-8 maka masukan tambahan satu-satunya ialah pemakaian IVAI = 10 dan selanjutnya memasukkan suatu seri muat-



GAMBAR E11-9a.

an elemen PSQ(1) untuk 10 jalur yang sejajar dengan dinding. Beban elemen jalur itu dihitung seperti yang diperlihatkan dalam Gambar E11-9a dan merupakan hasil keluaran dengan data masukan lainnya pada Gambar E11-9b.

Ulasan: Soal ini memeriksa-sendiri dengan memecahkan persoalan dengan bebannya bertambah secara linear dan berkurang secara linear [yang sederhananya membalikkan urutan PSQ(1)]. Jumlah kedua jawaban itu harus setara dengan 52,672 kN dari Contoh 11-8. Di sini jumlahnya adalah

$$23,898 + 28,774 = 52,672 \text{ kN (lawan 52,672 sebelumnya)}$$

Juga $52,672\bar{y} = 23,898(3,253) + 28,774(2,972)$

$$\bar{y} = \frac{163,256}{52,672} = 3,099 \text{ m (lawan 3,099 m)}$$

Dari pengecekan akan tampak bahwa program itu benar dan beban-tambahan yang miring itu telah dibuat modelnya dengan benar.

Ulasan: Masalah tekanan lateral itu mempunyai beberapa pemecahan dalam kepustakaan tentang beban-tambahan yang bervariasi linear, tetapi penulis berpendapat bahwa satu-satunya jawaban konsisten hanya diperoleh dari program komputer.

Contoh-contoh 11-8 dan 11-9 menunjukkan bahwa tekanan lateral sangat tergantung kepada rasio Poisson. Setiap persamaan tekanan lateral yang tidak melibatkan rasio Poisson

Data set

J E BOWLES EXAMPLE 11-9--POISSON'S RATIO = 0.5									
11	10	10	0	10	1				
0.2	0.4		0.00	0.5	2.0	3.0	0.00	7.5	
0.8	2.4		4.0	5.6	7.2	8.8	10.4	12.	
13.6	15.2								
J E BOWLES EXAMPLE 11-9--POISSON'S RATIO = 0.5									
11	10	10	0	10	1				
0.2	0.4		0.00	0.5	2.0	3.0	0.00	7.5	
15.2	13.6		12.0	10.4	8.8	7.2	5.6	4.0	
2.4	0.80								

J E BOWLES EXAMPLE 11-9--POISSON'S RATIO = 0.5									
BOUSSINESQ EQUATION FOR LATERAL EARTH PRESSURE--XMU = 0.50									
NO VERT INCR = 11									
NO SQUARES: WIDTH = 10 LENGTH = 10									
LIST = 0 IMET (SI > 0) = 1									
ELEMENT SIZE: B X W = 0.200 0.400 M									
TOTAL LOAD ON UNIT AREA = 0.000 KN									
DOP = 2.000 DTWAL = 3.000 M									
DIST OF WALL BELOW LOAD, DY = 0.000 M									
HEIGHT OF WALL, HTWALL = 7.500 WALL INCREMENT, DDY = 0.750 M									
STRIP LOAD INCREMENTS ARE:									
PSQL(1) = 0.800 2.400 4.000 5.600 7.200									
8.800 10.400 12.000 13.600 15.200									
RESULTANT (TOTAL) HORIZONTAL FORCE = 23.898 KN									
DIST BOTTOM OF WALL TO RESULT = 3.253 M									
J E BOWLES EXAMPLE 11-9--POISSON'S RATIO = 0.5									
BOUSSINESQ EQUATION FOR LATERAL EARTH PRESSURE--XMU = 0.50									
NO VERT INCR = 11									
NO SQUARES: WIDTH = 10 LENGTH = 10									
LIST = 0 IMET (SI > 0) = 1									
ELEMENT SIZE: B X W = 0.200 0.400 M									
TOTAL LOAD ON UNIT AREA = 0.000 KN									
DOP = 2.000 DTWAL = 3.000 M									
DIST OF WALL BELOW LOAD, DY = 0.000 M									
HEIGHT OF WALL, HTWALL = 7.500 WALL INCREMENT, DDY = 0.750 M									
STRIP LOAD INCREMENTS ARE:									
PSQL(1) = 15.200 13.600 12.000 10.400 8.800									
7.200 5.600 4.000 2.400 0.800									
RESULTANT (TOTAL) HORIZONTAL FORCE = 28.774 KN									
DIST BOTTOM OF WALL TO RESULT = 2.972 M									

GAMBAR E11-9b.

///

mungkin telah memakai $\mu = 0,5$ yang mungkin benar atau mungkin tak-benar untuk persoalan yang bersangkutan.

Anda mungkin dapat memperkirakan panjangnya suatu beban garis/bebanjalur panjang tak-berhitung dengan sudut yang ditentukan oleh $\cos^{-1} x/r$ di mana $x = DTWAL$ dan $r^2 = DTWAL^2 + DOP^2$ yang besarnya sekitar 80–85°. Beberapa perhitungan dapat dihemat dengan memakai setengah jalur dan menggandakan gaya dindingnya.

11-13 KASUS-KASUS LAIN TEKANAN LATERAL

Pembentukan Es

Tekanan-tekanan lateral dapat timbul bila air pori membeku. Hal ini merupakan masalah kecil di dalam tanah yang tak jenuh kecuali jika lensa-lensa es terbentuk. Masalah ini dapat

dieliminasi (dihilangkan) dengan urugan balik berbentuk butiran dan menyediakan sistem saluran pembuang seperti ditunjukkan pada Gambar 11-12 dari lubang saluran (pancuran) dan saluran pengumpul yang memanjang.

Tekanan Dinding Lateral oleh Gempa

Pengamatan lapangan dan kajian model telah menunjukkan bahwa gaya/tekanan dinding dapat ditingkatkan sangat besar karena gerak gempa atau getaran mesin. Percepatan gempa a menghasilkan gaya lembam menurut

$$F = ma \quad (a)$$

di mana $m = W/g$ = massa tanah dan dinding yang terlibat

a = percepatan yang diambil sebagai suatu pecahan dari percepatan gaya berat g (0,1, 0,2, 0,3 dan sebagainya).

Dari ketentuan ini kita peroleh dari Persamaan (a)

$$F = ma = \frac{W}{g} (k_h \text{ atau } k_v \times g) \quad (b)$$

$$= Wk_h \text{ atau } Wk_v \quad (c)$$

seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11-19. Kajian-kajian model oleh Sherif dan kawan-kawan (1982) dan beberapa pengamatan menunjukkan bahwa gaya dinding dengan gempa bekerja pada y dengan besaran sekitar 0,4 sampai 0,6 H .

Karena kita harus memperkirakan pecahan dari gempa ($a = k_h$ atau $k_v \times g$) maka jelaslah bahwa hal itu sama dapat diandalkannya seperti setiap pemecahan lainnya untuk memakai persamaan Rankine mungkin bersama-sama dengan suatu gaya horisontal tambahan sebesar antara 0,2 sampai 0,4 W di mana W = bobot pasak Rankine dan setiap tanah lainnya yang mungkin mendesak kepada dinding (atau badannya) selama gempa berlangsung. Setiap tekanan pasif dapat dikurangi sekitar 10 persen untuk setiap pecahan 0,1 dari g yang dipakai. Terapkanlah gaya gempa yang mendorong pada sekitar 0,5 H sebagai tambahan kepada gaya Rankine yang diterapkan pada $H/3$.

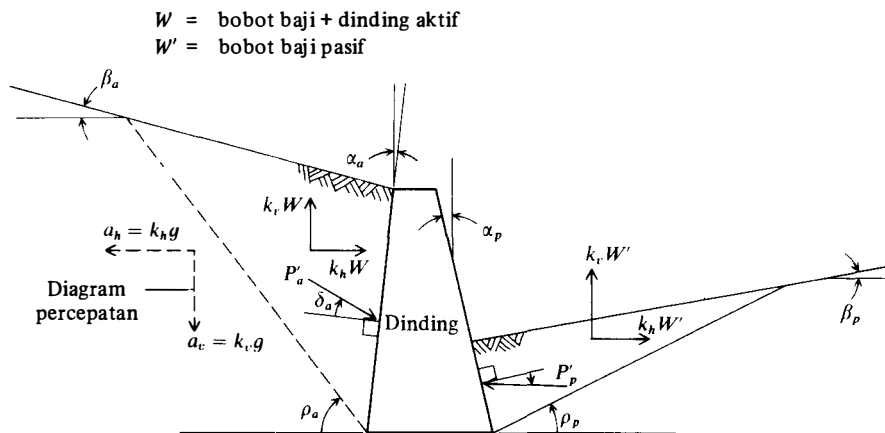
Sebagai alternatif, persamaan Mononobe-Okabe untuk tekanan tanah aktif dan pasif dapat dipakai. Mengacu kepada Gambar 11-19 kita lihat bahwa suatu daerah pasif dapat membantu dalam menahan gerak dinding. Gaya-gaya aktif dan pasif dapat dihitung memakai

$$\left\{ \begin{matrix} P'_a \\ P'_p \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) \left\{ \begin{matrix} K_a \\ K_p \end{matrix} \right\} \quad (11-18)$$

Mengambil $\theta = \tan^{-1} [k_h/(1 - k_v)]$ dan dengan catatan bahwa kita memakai istilah-istilah yang diberi tulisan-bawah dengan a untuk K_a aktif, sedangkan tulis-bawah p untuk K_p maka koefisien tekanan tanah Mononobe-Okabe itu adalah:

$$\left\{ \begin{matrix} K_a \\ K_p \end{matrix} \right\} = \frac{\cos^2 (\phi \mp \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos (\delta \pm \alpha + \theta) \left[1 \pm \left(\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi \mp \beta - \theta)}{\cos (\delta \pm \alpha + \theta) \cos (\beta - \alpha)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (11-19)$$

dengan ketentuan-ketentuan sebagaimana dipakai sebelumnya dan seperti yang dilukiskan pada Gambar 11-19.



GAMBAR 11-19. Konvensi tanda umum untuk persamaan gempa dengan tanda (+) seperti yang diperlihatkan.

Beberapa persoalan yang terkait dengan pemakaian persamaan ini mencakup:

1. Pengidentifikasian k_h dan k_v ; sering k_v akan menjadi nol (tak ada percepatan vertikal —atau sangat kecil).
2. Apa yang dipakai untuk gesekan dinding δ ; terdapat beberapa bukti eksperimental bahwa $\delta \rightarrow 0$ dalam kondisi-kondisi dinamis.
3. Asumsi yang termasuk dalam Persamaan (11-19) untuk koefisien tekanan ialah permukaan kerusakan sederhana yang ditentukan oleh sudut ρ yang diperlihatkan. Hal ini sering tidak benar untuk tekanan pasif statik dan karenanya mungkin juga tak-benar untuk situasi yang dinamis.

Kajian-kajian parametrik oleh Davies dan kawan-kawan (1986) menunjukkan bahwa mungkin ada percepatan kritis yang ditentukan sebagai

$$k_h = (1 - k_v) \tan \phi$$

Sebagai ringkasan, tekanan tanah dinamis lateral pada dinding dalam keadaan terbaik hanya merupakan pendekatan meskipun Persamaan (11-19) agak populer untuk dipakai bagi perkiraan tersebut.

Tekanan Gelombang Besar (Swelling Pressure)

Jika suatu tanah liat yang mengembang ditempatkan di belakang sebuah dinding penahan dan tanah liat tersebut menjadi lembab, maka tekanan-tekanan besar dapat terbentuk. Persoalan ini dapat dikurangi dengan menempatkan tanah liat tersebut di bawah kondisi yang dikontrol dengan sangat hati-hati tanpa adanya gumpalan dan kadar air yang melebihi optimum. Persoalan tersebut masih dapat dikurangi lebih banyak lagi dengan menggunakan urugan balik yang berbentuk butiran-butiran; tetapi, hal ini tidak selalu dapat dilakukan. Tekanan lateral mungkin tidak akan terbentuk bila dibuat untuk melawan tanah liat yang telah mengalami konsolidasi awal, karena tegangan awal K_0 akan hilang begitu galian dibuka. Kemungkinan yang lebih besar yang menjadi masalah di dalam tanah liat yang telah mengalami konsolidasi awal ialah tekanan vertikal dan bukannya tekanan lateral.

Dorongan yang Disebabkan Temperatur

Dinding-dinding mengekang bagian-bagiannya yang mungkin mengalami ekspansi termal, (thermal expansion) dan kontraksi dapat menimbulkan tegangan-tegangan yang tak diinginkan. Masalah ini dapat dipecahkan dengan menopang kekangan tersebut dengan rol, engsel, atau sambungan (siar) ekspansi.

11-14 TEKANAN-TEKANAN DI DALAM SILO, ELEVATOR BUTIRAN DAN BUNKER BATUBARA

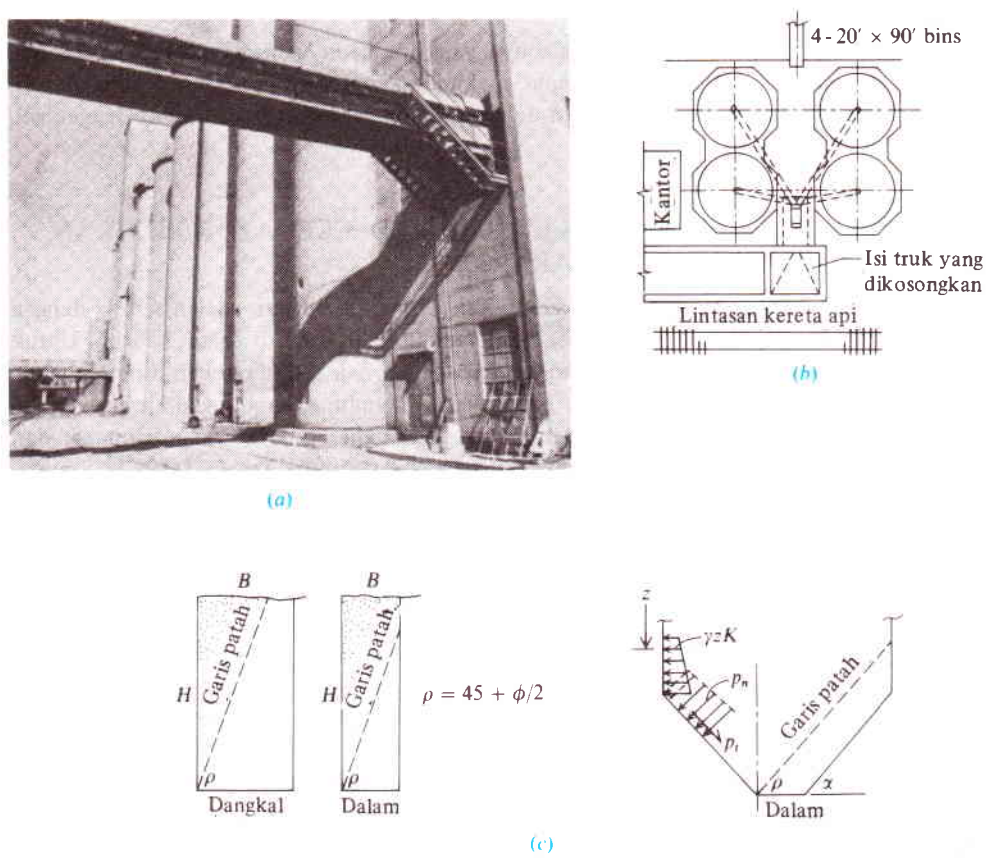
Tekanan lateral hasil-hasil pertanian pada dinding lumbung butiran adalah serupa dengan persoalan tekanan tanah lateral yang telah diterapkan lebih dulu di dalam bab ini. Untuk itu maka kita perlu mendapatkan sudut gesekan dalam dan sudut gesekan dinding bahan tersebut. Nilai-nilai ini tergantung pada bahan yang dikandung, kandungan airnya dan kerapatan air tersebut. Gesekan dinding tergantung pada bahan dinding yang digunakan dan faktor-faktor seperti yang telah dikemukakan sebelumnya untuk tanah. Tabel 11-8 memberi harga-harga yang untuk beberapa hasil pertanian yang struktur isinya diperlukan. Butiran sering diukur dengan menggunakan gantang; satu gantang dapat diambil sebagai 1,24 (kaki)³ dan 0,0352 m³.

Tekanan butir (atau bahan lain yang disimpan untuk struktur kandungan yang relatif dangkal, misalnya yang tingginya di bawah 7 m, dan yang mempunyai perbandingan tinggi/lebar yang kecil (tidak melebihi 2; lihat juga Gambar 11-20c) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan tekanan tanah Rankine dengan sudut letak (repose) bahan = β (ϕ juga

TABEL 11-8 Sudut gesekan dalam dan data lain untuk butiran yang khusus dipilih dan bahan tempat penyimpanan. Nilai-nilai ini adalah harga representatif; harga sesungguhnya harus didapatkan dengan melakukan uji coba

Butiran	δ					
	ϕ †	ϕ_r ‡	Beton	Kayu	Bata	ρ , g/cm ³ ¶
1 = Gandum	28°	25°	28°	25°	26°	0,75–0,85
2 = Gandum hitam	29	24	25	25	27	0,72–0,82
3 = Jajawut (jelai)	32	30	29	26	27	0,65–0,75
4 = Sejenis gandum	33	29	28	26	28	0,42–0,55
5 = Jagung	35	32	28	25	28	0,65–0,79
6 = Buncis	33	27	28	25	27	0,83–0,88
7 = Kacang polong	34	30	27	24	27	0,70–0,80
8 = Tepung		40	17	17		0,60–0,70
9 = Gula		35	23	22		0,95–1,05
10 = Batu bara	35	35	30		35	0,75–1,10
11 = Semen	38	42	22			1,01–1,60
12 = Besi		40	26	26		2,55–2,75
13 = Kapur		35	26	26		0,70–0,96

† + 2° didasarkan pada kandungan air w persen
‡ Sudut lereng-alam juga \mp 2°.-
§ Untuk dinding-dinding logam gunakan 16-18°; untuk batu bara gunakan 17-20°.-
¶ pcf = 62,4 x g/cm³; kN/m³ = 9,807 x g/cm³.



GAMBAR 11-20. Elevator butiran. (a) Gambar kamera sebuah elevator khusus; (b) gambar rencana umum dari sekelompok empat-silo yang kecil; (c) kondisi untuk analisa silo dangkal dan silo dalam jika garis patah bahan potensial memotong dinding, maka silo tersebut adalah "dalam"

sering diambil sebagai sudut lereng alam). Hasil pemecahan Rankine akan cenderung agak lebih konservatif daripada metode Coulomb karena sudut gerakan dinding $\delta = 0$ pada kasus Rankine. Pakailah regangan sederhana untuk tembok penahan empat persen yang panjang dan nilai-nilai triaksial ϕ untuk bentuk-bentuk penyimpanan yang bulat.

Bunker batubara seringkali mempunyai dasar yang miring (sloping hopper bottoms) (Gambar 11-20c), yang memerlukan penentuan komponen tekanan normal dan komponen tekanan tangensial pada kemiringan. Harga-harga ini dapat ditentukan dari geometri persoalan dan dari elips analisa tegangan untuk mendapatkan

Tegangan tangensial: $p_t = z(\gamma - \gamma K_a) \sin \alpha \cos \alpha$ (psf atau kPa)

Tegangan normal: $p_n = \gamma z \cos^2 \alpha + \gamma z K_a \sin^2 \alpha$

$\left. \vphantom{\begin{matrix} p_t \\ p_n \end{matrix}} \right\} \quad (11-20)$

Di mana suku-sukunya didefinisikan pada Gambar 11-20c atau digunakan sebelumnya dan K_a yang lain dari koefisien tekanan lateral Rankine atau Coulomb.

Elevator butir, silo, dan bunker tersimpan dalam untuk batubara, semen, kapur, dan sebagainya adalah tempat-tempat penyimpanan yang dalam dan memerlukan analisa yang dimodifikasi untuk tekanan dinding lateral dan vertikal di dalam perencanaan dinding. Bila elevator dikosongkan, maka timbul gaya-gaya tekanan dinamik yang menyebabkan

dinding memisah. Tidak diketahui sepenuhnya apa yang menyebabkan tekanan-lebih ini atau bagaimana cara terbaik untuk menganalisis soal-soal ini. Ada pendapat bahwa dalam daerah peralihan dari Gambar 11-21*b*, peralihan tekanan dinding lateral dari keadaan aktif ke keadaan pasif pada corong tuang (hopper) atau permukaan keluaran lainnya). Jika keadaannya demikian, hal itu sudah pasti akan menghasilkan tekanan sangat besar karena K_p jauh lebih besar daripada K_a . Pembentukan tekanan pasif tidaklah tak-logis karena arus pada Gambar 11-21*a* dan *b* pada hakekatnya merupakan suatu sumbat bahan yang mengalir ke bawah dalam "pipa" yang terbentuk oleh bahan yang tak-mengalir. Berdasarkan asas ini maka menyusul bahwa tekanan-lebih minimumnya mungkin terjadi kalau lubang pengeluaran dipusatkan pada sepertiga bagian tengah dari kotak dan akan menjadi suatu maksimum bila ditempatkan pada satu sisi.

Tekanan yang dibangkitkan oleh penyimpanan bahan berbutir dalam struktur penahanan berukuran dalam seperti silo, kotak (bin), dan sebagainya pada umumnya ditentukan baik oleh metode Janssen atau metode Reimbert. ACI yang berlaku sekarang (1977, dikukuhkan-kembali dalam tahun 1983) sebagai prosedur yang dianjurkan, menyarankan bahwa kedua metode untuk analisis tekanan statik dan faktor tekanan-lebih untuk bahan tuangan dinamis ke dalam tempat penyimpanan (bin) atau untuk arus-keluaran berdasarkan perkiraan rasio bahan yang dituangkan sampai ukuran tempat penyimpanan atau untuk rasio diameter/tinggi dari arus-keluaran.

Metode Janssen [Safarian (1969), ACI (1977)] menghitung tekanan statis pada setiap kedalaman z yang diukur dari sentroid z_0 sebagai berikut:

$$\text{Tekanan vertikal: } p_o = \frac{\gamma R}{K_a \tan \delta} \left[1 - \exp \left(-K_a \frac{z}{R} \tan \delta \right) \right] \quad (11-21)$$

$$\text{Tekanan lateral: } p_h = p_o K_a \quad (11-22)$$

Seluruh gaya vertikal pada suatu jalur satuan batas luar dinding dari gesekan dan menghasilkan pemampatan dalam dinding ialah

$$P_z = (\gamma z - 0.8 p_o) R \quad (11-23)$$

Metode Reimbert menghitung tekanan statis pada setiap kedalaman z (lihat sisi kiri dari Gambar 11-21*c*) sebagai

$$\text{Tekanan vertikal: } p_o = \gamma \left(z \left\{ \frac{z}{C} + 1 \right\}^{-1} + \frac{z_o}{3} \right) \quad (11-24)$$

$$\text{Tekanan lateral: } p_h = \frac{\gamma R}{\tan \delta} \left(1 - \left\{ \frac{z}{C} + 1 \right\}^{-2} \right) \quad (11-25)$$

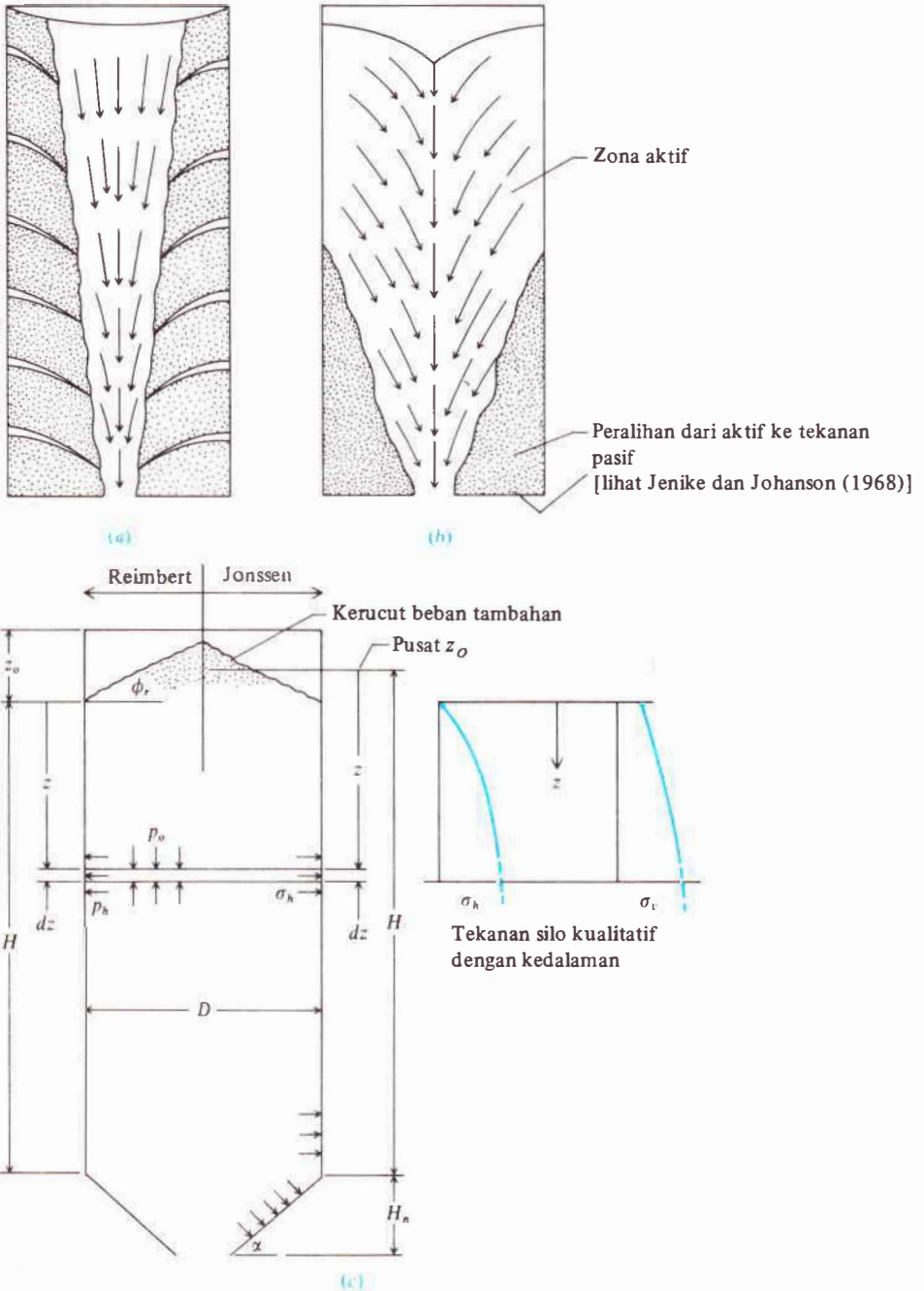
di mana
$$C = \frac{R}{K_a \tan \delta} - \frac{z_o}{3}$$

Jumlah gaya vertikal pada suatu jalur satuan dari batas luas dinding adalah

$$P_z = (\gamma z - p_o) R \quad (11-26)$$

di mana istilah-istilah yang belum ditentukan atau dipakai sebelumnya ialah sebagai berikut:

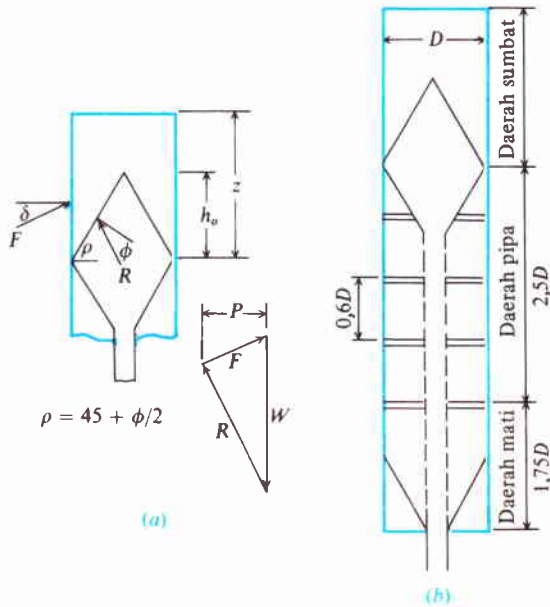
- R = radius hidrolik = luas/batas-luar = $D/4$ untuk dinding bulat.
- z = kedalaman sampai titik di mana tekanan dihitung seperti pada Gambar 11-21*c*.
- z_o = kerucut beban-tambahan = $(D/2) \tan \phi_r$ di mana ϕ_r = sudut lereng alam dari bahan (juga sering dipakai untuk ϕ).



GAMBAR 11-21 (a) Kondisi aliran silo yang tak dinamik; (b) kondisi aliran dinamik; (c) identifikasi suku-suku di dalam persamaan tekanan Reimbert dan persamaan tekanan Janssen.

D = diameter intern dari wadah bulat (untuk tempat penyimpanan persegi panjang gunakanlah setaraan diameter kecuali L/B itu besar).

Mackey dan Mason (1972) mengusulkan sebuah analisa yang didasarkan pada Gambar 11-22. Daerah "mati" bagian bawah yang tingginya $1,75D$ dibuat berdasarkan persamaan-



GAMBAR 11-22. Metode alternatif untuk menghitung tekanan pecah pada silo. (a) Poligon gaya pada daerah "sumbat"; (b) daerah untuk analisis dalam silo. [Menurut Mackey dan Mason (1977).]

persamaan Janssen. Daerah "pipa" dibuat berdasarkan tekanan-tekanan lateral untuk memegang sebuah cincin busur pada tempatnya dengan gaya gesekan, dan tebal cincin adalah 0,6D. Sisa dari ketinggian dinding tersebut dihitung dengan menggunakan suatu teori "pasak" seperti diperlihatkan pada gambar. Sudut ρ yang diperlihatkan itu dihitung sebesar $45^\circ + \phi/2$.

Metode Mackey dan Mason langsung memberikan tekanan yang dihitung lebih tinggi daripada nilai-nilai menurut metode Janssen atau Reimbert sehingga faktor-faktor tekanan beban-tambahan tidak diperlukan untuk memperhitungkan tekanan dinamis selama pengosongan tempat penyimpanan.

Tabel 11-9 memberikan faktor-faktor tekanan-lebih yang dianjurkan ACI untuk dipakai dengan metode Janssen dan Reimbert guna menaikkan tekanan statis yang dihitung dari Persamaan (11-21) sampai (11-26) sampai mencapai nilai-nilai perancangan (dinamik).

Contoh 11-10 Hitunglah tekanan-tekanan yang bekerja pada sebuah elevator butir gandum yang berdiameter 5 m dan tingginya 28,6 m. Gunakanlah ketiga metode yang disajikan di sini: $\gamma_{(\text{gandum})} = 0,8 \text{ (9,807)} = 7,846 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 28^\circ$; $\delta = 24^\circ$; $z_0 = 0 \text{ m}$.

Jawaban. Kita akan menyusun tabel tentang p_o dan p_h untuk setiap kedalaman 5 m.

1. Menurut metode Janssen: Pakailah Persamaan (11-21) dan (11-22)

$$p_o = \frac{\gamma R}{K_a \tan \delta} \left[1 - \exp \left(-K_a \cdot \frac{z}{R} \cdot \tan \delta \right) \right] \quad \text{[Persamaan (11-21)]}$$
$$p_h = p_o K_a$$

TABEL 11-9 Faktor tekanan-lebih C_d untuk meningkatkan tekanan statis dihitung menurut persamaan Jansen (J) atau persamaan Reimbert (R) kepada nilai-nilai perancangan†

	$\frac{H}{D} < 2$		$2 \leq \frac{H}{D} < 3$		$3 \leq \frac{H}{D} < 4$		$4 \leq \frac{H}{D} < 5$		$\frac{H}{D} > 5$	
	J	R	J	R	J	R	J	R	J	R
$z = z_0$	1,35	1,10	1,45	1,20	1,50	1,25	1,60	1,30	1,65	1,35
$= z_1$	1,45	1,20	1,55	1,30	1,60	1,35	1,70	1,40	1,75	1,50
$= z_2$	1,55	1,45	1,65	1,55	1,75	1,60	1,80	1,70	1,90	1,75
$= z_3$	1,65	1,65	1,75	1,75	1,85	1,85	1,90	1,90	2,00	2,00
$= z_4$	1,65	1,65	1,75	1,75	1,85	1,85	1,90	1,90	2,00	2,00

di mana $z_i = \frac{H - z_0}{4}$ (lihat Gambar 11-21c)

Catatan: z_0 = alas dari kerucut beban tambahan.
 z_4 = pada sambungan corong-tuang atau lubang keluaran lainnya.

† Menurut ACI (1977).

Untuk $\phi = 28^\circ$, $K_a = 0,361$ (Tabel 11-3)

$\tan \delta = \tan 24 = 0,455$ untuk lingkaran $R = \frac{D}{4} = \frac{5}{4} = 1,25$

Dengan data ini, buatlah program memakai kalkulator yang dapat diprogram dan dapatkanlah data yang diperlihatkan dalam Tabel E11-10 untuk setiap kedalaman 5 m pada alas.

Kita akan memeriksa tekanan alas sebagai berikut [dengan menggunakan Persamaan (11-23)].

$P_v = (\gamma z - 0,8p_o)R = [7,846(28,6) - 0,8(59,50)]1,25 = 221 \text{ kPa}$

dengan memakai p_o pada 28,6 m dari Tabel E11-10.

Seluruh gaya batas-luar = $\pi D P_r = \pi(5)(221) = 3471 \text{ kN}$

Seluruh bobot gandum = $0,7854 D^2 H \gamma_{\text{gandum}}$
 $= 0,7854(5^2)(28,6)(7,846) = 4406 \text{ kN}.$

TABEL E11-10

$h, \text{ m}$		Janssen		Reimbert	
		P_n	P_o	P_n	$P_o, \text{ kPa}$
0	Bagian atas	0	0	0	0
5		10,45	28,94	13,87	23,88
10		15,94	44,16	17,81	34,33
15		18,83	52,17	19,47	40,20
20		20,35	56,38	20,31	43,95
25		21,15	58,59	20,80	46,56
28.6	Bagian bawah	21,48	59,50	21,03	47,99

Alas itu harus menopang selisih antara seluruh bobot dan gesekan batas luar yang menghasilkan

$$\Delta P = 4406 - 3471 = 935 \text{ kN}$$

$$p_o = \frac{\Delta P}{\text{luas dasar}} = \frac{935}{0,7854(5^2)} = 47,6 \text{ vs. } 59,5 \quad \text{tetapi Baik.}$$

Perbedaan dalam p_o ini lawan Tabel E11-10 disebabkan karena pendekatan dengan memakai $0,8p_o$ dalam Persamaan (11-23).

2. Menurut metode Reimbert (perhatikan $z_o = 0$ juga di sini);
Dengan menyusun-ulang Persamaan (11-24) dengan $z_o = 0$ kita dapat:

$$p_o = \frac{\gamma z C}{C + z}$$

$$p_h = \frac{\gamma R}{\tan \delta} \left[1 - \left(\frac{C}{C + z} \right)^2 \right]$$

dan
$$C = \frac{R}{K_a \tan \delta}$$

di mana $K_a = 0,361$, $\tan \delta = 0,445$, dan $R = D/4 = 1,25$ seperti untuk metode Janssen.

Memprogramkan p_o dan p_h pada suatu kalkulator yang dapat diprogram dan menambahkan z dengan 5 m dan alas $z = 28,6$ kita memperoleh data tambahan yang diperlihatkan dalam Tabel E11-10.

Buatlah suatu pemeriksaan pendekatan:

$$P_v \text{ per meter dinding} = \text{luas dari diagram tekanan lateral} \times \tan \delta.$$

Dengan memakai rumus luas ujung rata-rata untuk luas diagram tekanan

$$P_v = \frac{p_1 + p_2}{2} z_z + \frac{p_2 + p_3}{2} z_2 + \dots = 629,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total } P_v = \gamma D P_v \tan \delta = \pi(5)(629,4)(0,445) = 4400 \quad (\cong 4406 \text{ Baik})$$

- Ulasan:*
1. Secara bersahaja kita telah memeriksa perhitungan untuk statika dan untuk memeriksa apakah tekanannya masuk akal.
 2. Untuk perancangan kita harus membagi ketinggian silo menjadi empat bagian dan menghitung-kembali tekanan p_o dan p_h dan berdasarkan $H/D = 28,6/5 = 5,72$ pakailah faktor-faktor tekanan-lebih yang cocok dari Tabel 11-9 untuk membuat faktor tekanan statik terhadap nilai-nilai perancangan sebagai $p_{h(\text{des})} = p_h C_d$, dan sebagainya.

3. Metode Mackey dan Mason

Pada bagian bawah	1,75(5) = 8,75 m	gunakan distribusi tekanan Janssen
Pada daerah pipa berikutnya	2,5(5) = 12,5 m	gunakan busur
Pada bagian atas 28,6 – 12,5 =	8,75 = 7,35 m	gunakan baji

Dengan meninjau sembarang busur cincin dalam daerah pipa tersebut, maka berat sebuah cincin busur yang tingginya $0,6D$ adalah

$$\begin{aligned} W &= \gamma A z \\ &= 7,846(0,7854)(5)^2(0,6)(5) = 462,17 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Tahanan gesek} = 0,5\gamma h^2 K (\tan \phi') \pi D = 246,8K = W$$

$$\text{Dengan penyelesaian } K = \frac{462,17}{246,8} = 1,87$$

Tekanan lateral untuk setiap busur cincin (yang berubah dari 0 pada bagian atas sampai maksimum pada $0,6D$) adalah

$$\sigma_h = \gamma z K = 7,846(0,6)(5)(1,87) = 44,01 \text{ kPa}$$

Harga ini tak jauh berbeda dengan harga-harga 15,94 dan 17,81 kPa dari metode-metode terdahulu, yang menunjukkan harga-harga Mackey tidak memerlukan "pemisahan faktor" untuk perencanaan.

Pada daerah "sumbat" bagian atas, berat sumbat adalah

$$W = 0,7854D^2\gamma\left(z - \frac{z_o}{3}\right)$$

$$\theta = 45 + \phi/2 = 59^\circ \quad z_o = 2,5 \tan 59^\circ = 4,16 \text{ m}$$

$$W = 0,7854(5)^2(7,846)\left(7,35 - \frac{4,16}{3}\right) = 918,65 \text{ kN}$$

Bidang tanah aktif dapat dipecahkan dengan langsung untuk P_a yang menghasilkan

$$P_a = \frac{W}{\sin \phi' + \cos \phi' \tan (45 + \phi/2)}$$

$$= \frac{918,65}{0,407 + 0,914(1,664)} = 476,44 \text{ kN}$$

Jika kita menganggap tekanan lateral rata-rata pada ketinggian sumbat, maka

$$P_a = p_h A = p_h \pi D h$$

$$p_h = \frac{476,44}{\pi(5)(7,35)} = 4,13 \text{ kPa}$$

////

SOAL-SOAL

- 11-1.** Carilah gaya lateral/satuan lebar dan titik tangkap untuk sebuah dinding penahan yang mempunyai data-data berikut: $\gamma = 110 \text{ pcf}$; $\phi = 36^\circ$, $c = 0 \text{ psf}$; $H = 18 \text{ kaki}$ (a) dengan menggunakan persamaan Coulomb dengan $\delta = 20^\circ$ dan urugan balik yang horisontal dan (b) jika urugan balik mempunyai kemiringan $\beta = 10^\circ$, dan (c) untuk urugan balik dengan kemiringan $\beta = -10^\circ$.

Jawab: (a) $P_a = 4,19 \text{ kips/kaki}$ pada 6,0 kaki di atas basis; (b) $P_a = 4,69 \text{ kips/kaki}$ (c) $P_a = 3,81 \text{ kips/kaki}$.

- 11-2.** Kerjakan Soal 11-1 dengan menggunakan persamaan Rankine.

Jawab: $P_a = 4,63 \text{ kips/kaki}$; (b) $P_a = 4,88 \text{ kips/kaki}$. Keduanya bekerja 6,0 kaki di atas basis.

- 11-3.** Kerjakan ulang Soal 11-1 untuk tekanan tanah pasif.

- 11-4.** Berapa persen tambahan gaya dinding dari Soal 11-2a jika H bertambah dari 8–20.

Jawab: 24 persen

- 11-5. Hitunglah gaya lateral/satuan lebar dan letak resultan untuk data-data yang berikut: $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 26^\circ$; $\gamma = 20 \text{ kPa}$; $H = 6,5 \text{ m}$; dan $\beta = 0$. Abaikan daerah tegangannya.

Jawab: $R = 27,6 \text{ kN/m}$ pada $y = 0,95 \text{ m}$.

- 11-6. Kerjakan Soal 11-5 jika terdapat beban tambahan 60 kPa pada urugan balik.

Jawab: $R = 134,3 \text{ kN/m}^3$; $y = 2,09$ di atas basis.

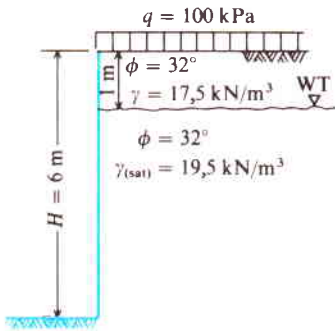
- 11-7. Kerjakan Soal 11-5 dengan mengganti daerah retakan seperti pada Gambar 11-11c

Jawab: $R = 139,3 \text{ kN/m}$; $y = 2,17 \text{ m}$ di atas basis.

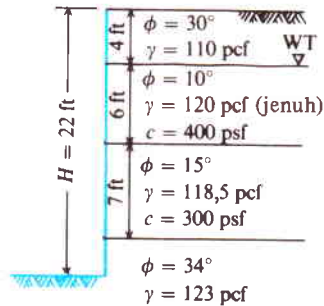
- 11-8. Hitunglah gaya lateral dan tunjukkan letak resultannya dengan menggunakan persamaan Rankine untuk sistem dinding tanah pada Gambar P11-8.

- 11-9. Hitunglah gaya lateral dan tunjukkan letak resultan, dengan menggunakan persamaan-persamaan Rankine untuk sistem dinding-tanah pada Gambar P11-9.

Untuk Soal-soal berikut gunakan baji coba atau dengan program komputer pada Lampiran B.



GAMBAR P11-8



GAMBAR P11-9

- 11-10. Ujilah kebenaran bahwa kira-kira P_a yang sama dicapai pada lokasi dari muatan pertama dari Contoh 11-6 dengan memakai program komputer (perhatikanlah bahwa Contoh 11-7 menghasilkan muatan terkonsentrasi kedua sebagai kritis dan Gambar E11-6 menunjukkan P_a yang kira-kira sama untuk dua lokasi P_a yang "maksimum").

Untuk Soal 11-11 hingga 11-15 dengan mengambil tekanan pada garis vertikal di A.

- 11-11. Untuk kondisi-kondisi yang diberikan pada Gambar P11-11, carilah tekanan aktif dan taksirlah titik tangkap.

Jawab: $P_a = 164 \text{ kN/m}$; $\rho = 58,60$ yang horisontal.

- 11-12. Untuk kondisi-kondisi yang diberikan pada Gambar P11-12, carilah tekanan aktif dan taksirlah titik tangkap.

Jawab: $P_a = 12,8 \text{ kips/kaki}$; $\rho = 63,6^\circ$

- 11-13. Untuk dinding Penahan konsol yang diperlihatkan pada Gambar P11-13, carilah tekanan tanah aktif dan titik tangkap.

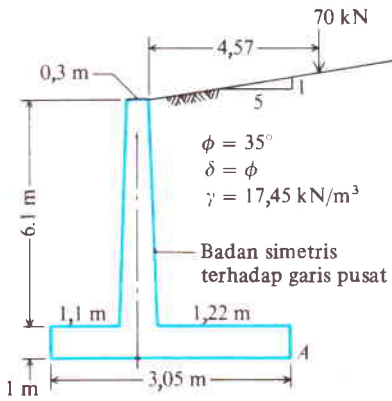
Jawab: $P_a = 87,7 \text{ kN/m}$; $\rho = 60,7^\circ$ dari horisontal.

- 11-14. Carilah tekanan tanah aktif dari Soal 11-11 kalau parameter tanahnya ialah: $\phi = 35^\circ$; $c = 5 \text{ kPa}$; adhesi $c_a = c$; dan $\gamma = 17,45 \text{ kN/m}^3$.

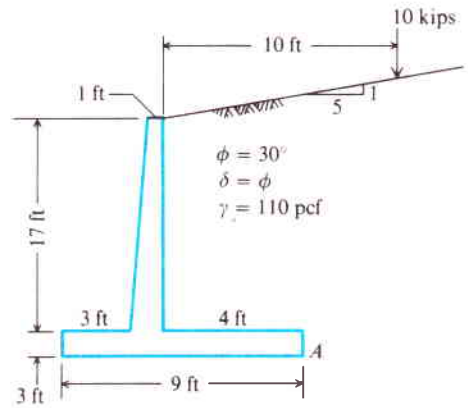
Jawab: $P_a = 112,9 \text{ kN/m}$ pada $\rho = 59,6^\circ$ dari horisontal.

- 11-15. Carilah tekanan tanah aktif dari Soal 11-12 jika parameter tanah adalah: $\phi = 25^\circ$; $z_c = 4,0 \text{ kaki}$; $\gamma = 105 \text{ pcf}$. Ambillah $c_a = c$ dan $\delta = \phi$.

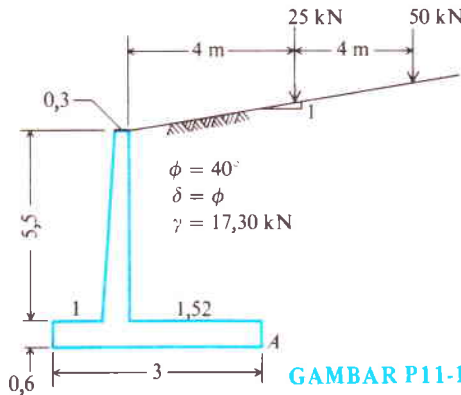
Jawab: $P_a = 10,1 \text{ kN/m}$; $\rho = 60,9^\circ$



GAMBAR P11-11



GAMBAR P11-12



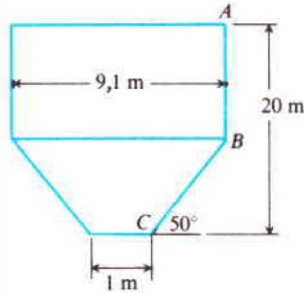
GAMBAR P11-13

- 11-16. Carilah tekanan tanah aktif dari Soal 11-13 jika parameter tanah adalah: $\phi = 20^\circ$; $c = C_a = 7.17 \text{ kPa}$; $\delta = \phi$; dan $\gamma = 17.30 \text{ kN/m}^3$.

Jawab: $P_a = 90.2 \text{ kN/m}$; $\rho = 49.3^\circ$.

- 11-17. Hitunglah tekanan gempa "aktif" terhadap dinding dari Contoh 11-1. Perhatikan bahwa α dalam Persamaan (11-19) adalah nol. Buatlah gambar dari P_{ae} lawan $k_h = 0.1, 0.2, 0.5, 1.0$ dan dengan mengambil $k_v = 0$.
- 11-18. Bandingkan K_p dari Persamaan (11-19) dengan Coulomb K_p dengan menggunakan data dari Contoh 11-1 untuk $k_h = 0.3$ dan 0.5 .
- 11-19. Tulislah sebuah program komputer menentukan koefisien-koefisien tekanan pasif dan aktif Coulomb yaitu interaktif anda dapat meletakkannya pada terminal dan beberapa input parameter dan secara langsung diperoleh K_i .
- 11-20. Kerjakan ulang Contoh 11-8 jika basis adalah $3 \times 4 \text{ m}$ sebagai ganti $2 \times 4 \text{ m}$.
- 11-21. Kerjakan ulang Contoh 11-9 jika basis adalah $3 \times 4 \text{ m}$ sebagai ganti $2 \times 4 \text{ m}$.
- 11-22. Berapa gaya dinding resultan untuk suatu tak terhingga sepanjang beban lintasan (lebar 1 kaki) yang dibebankan dengan $P = 2/\text{kip/ft}$ dan lintasannya diletakkan 4 kaki dari dinding (DTWAL) untuk tanah dengan $\mu = 0.3$ dan 0.6 ?
- 11-23. Berapa gaya dinding resultan untuk suatu tak terhingga sepanjang beban lintasan/garis (lebar 1 kaki) yang dibebankan dengan $P = 2/\text{kip/kaki}$ dan jalur terletak 4 kaki dari (DTWAL) untuk tanah dengan $\mu = 0.3$ dengan $\mu = 0.4$ dan 1.0 ?

- 11-24. Kerjakan kembali Contoh 11-10 jika $D = 6$ m sebagai ganti dari 5 m dari contoh ini. Pada posisi di mana p_h adalah maksimum dan dengan menggunakan $C_d = 2,0$ berapa gaya tegangan "gelinding" dinding yang dapat ditahannya.
- 11-25. Buatlah ukuran dan gambarkan tekanan profil untuk 20.000 silo gandum gantang. Gunakan rasio H/D antara 4 dan 5.
- 11-26. Sebuah bunker batubara pelat dari baja dengan kedalaman 20 m; kemiringan. Gambarkan profil tekanan normal sepanjang ABC bila penuh batubara $\gamma = 7,9 \text{ kN/m}^3$. Berapa gaya tegangan "gelinding" nya pada B yang direncanakan. Salah satu gunakan faktor tekanan lebih dinamik C_d untuk contoh ini?



GAMBAR P11-26

BAB

12

KESTABILAN TANAH SECARA MEKANIS DAN DINDING BETON PENAHAN TANAH

12-1 PENDAHULUAN

Dinding penahan digunakan untuk mencegah material agar tidak longsor menurut kemiringan alamnya. Bangunan dinding biasa di gunakan untuk menopang tanah, batubara, timbunan bahan tambang dan air. Sebagian besar bangunan penahan adalah tegak atau hampir tegak, namun bila sudut α pada koefisien tekanan tanah Coulomb dari Persamaan (11-3) lebih besar dari 90° terjadi pengurangan tekanan tanah lateral yang cukup penting bila dinding tinggi dan diperbolehkan condong ke arah urugan-balik (backfill).

Dinding penahan dikelompokkan berdasarkan cara menimbulkan kestabilannya.

- (a) Penulangan tanah secara mekanis
- (b) Gaya berat (gravitasi)
- (c) Kantilever (penyokong)
- (d) Penjangkaran

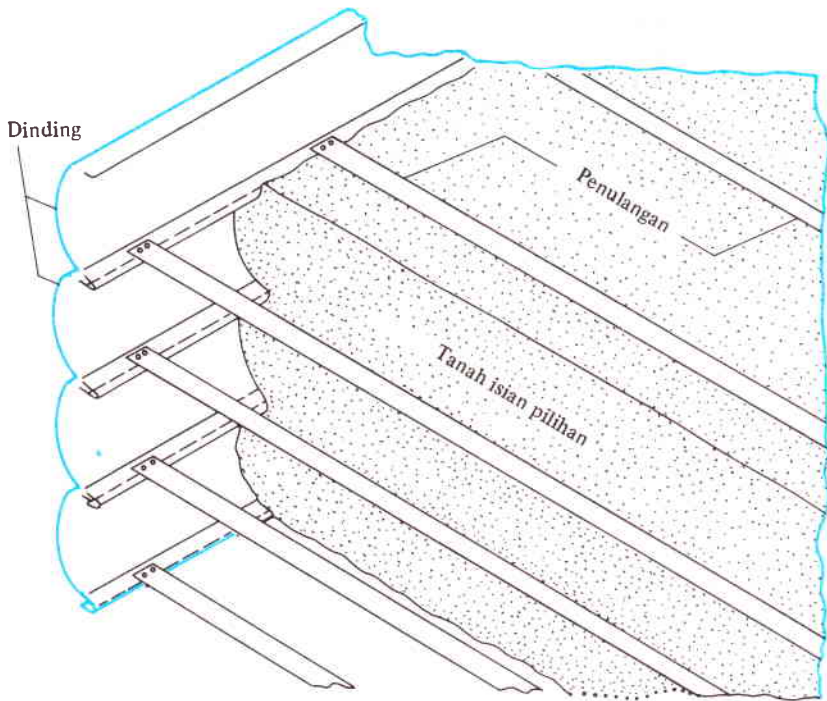
Saat ini, stabilitas tanah secara mekanis dan dinding gaya berat (gravity wall) barangkali yang paling banyak di gunakan khususnya untuk pekerjaan jalan yang memerlukan galian dalam atau lokasi jalan di lereng bukit yang memerlukan dinding penahan untuk menahan tanah pada tempatnya sehingga dapat menghindari timbulnya kemiringan tanah asli sekaligus penghematan biaya pada sisi jalan dan kebutuhan bahan timbunannya.

Dinding kantilever (konsol) dari beton bertulang masih cukup umum pada daerah perkotaan karena tidak mudah rusak dan seringkali tidak memerlukan urugan-balik pilihan. Biasanya dinding ini mampu bersaing baik dalam harga bila dinding itu pendek (20 sampai 50 m) dan tidak terlalu tinggi (misalnya kurang dari 3 m). Dinding ini juga banyak dipakai untuk dinding ruang bawah tanah dan sejenisnya pada gedung.

Bab ini menyelidiki prinsip-prinsip dasar penulangan tanah, gaya berat, dan dinding kantilever, tetapi dinding berjangkar akan dibicarakan terpisah dalam bab berikutnya.

12-2 DINDING PENAHAN TANAH BERTULANG MEKANIS

Dinding penahan tanah bertulang mekanis pada Gambar 12-1 menggunakan prinsip penulangan pada bahan isian berbutir kasar dengan bahan mekanis seperti lempeng dan batang



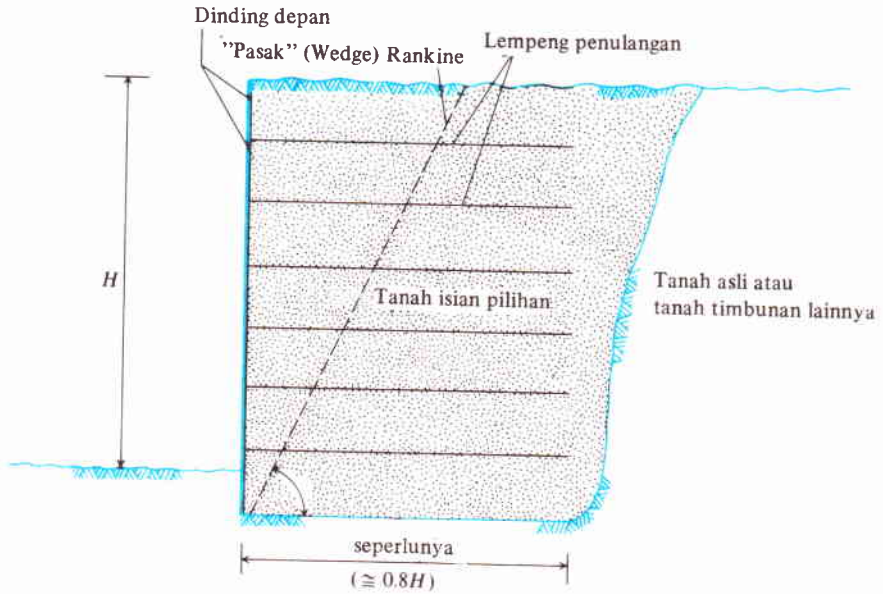
GAMBAR 12-1 Konsep tanah bertulangan [menurut Vidal (1969)].

besi, lembaran geotekstil atau anyaman kawat. Ada sedikit perbedaan antara penulangan tanah penulangan beton, keduanya memakai tulangan untuk menahan tegangan tarik yang timbul akibat beban yang diberikan. Tegangan-tegangan ikatan melawan tarikan dalam beton dan tanah dengan memakai tegangan-tegangan geser berdasarkan sudut geser δ antara tanah dengan penulangan.

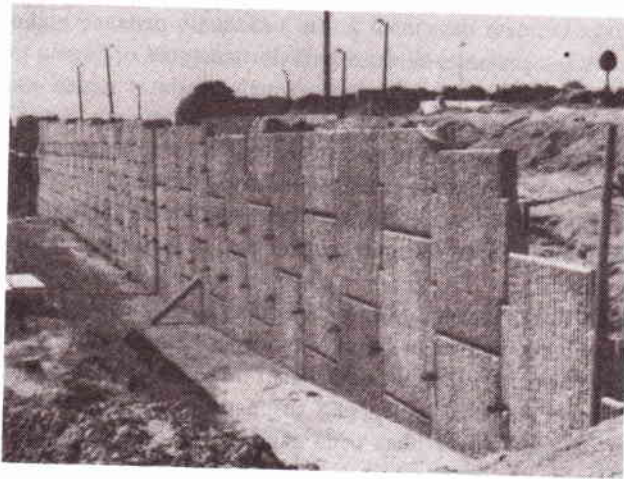
Prinsip penulangan tanah bukan hal baru, karena jerami, batang bambu dan bahan pengganti serupa lainnya telah lama digunakan untuk menulangi bata lumpur dan dinding lumpur rumah-rumah primitif. Namun walaupun pemakaian ini telah lama, seorang arsitek Perancis, *H. Vidal* mampu memperoleh hak paten bagi susunan umum pada Gambar 12-1 yang disebutnya "tanah bertulangan". Kita lihat pada gambar ada tiga komponen dasar yang terlibat dalam tanah bertulangan:

1. Tanah pengisi – biasanya dipilih material berbutir kasar dengan 15% lolos ayakan No. 200
2. Penulangan berupa lempengan batang logam, lempengan atau lembaran geotekstil atau anyaman kawat yang dikaitkan ke permukaan penahan dan diperpanjang sedikit sampai ke dalam bahan pengisi.
3. Dinding depan—tidak selalu diperlukan tetapi biasanya digunakan untuk kerapian dan menghindarkan erosi tanah yang berada di antara tulangan.

Ketiga komponen ini digabungkan untuk membentuk tampak samping dinding seperti pada Gambar 12-2. Dinding depan dapat berupa pelat baja datar maupun lengkung atau lempengan atau pelat beton pracetak (Lihat Gambar 12-2b). Bila dipakai geotekstil, lembaran dapat dilihat seperti pada Gambar 12-3 untuk membentuk dinding depan. Anyaman kawat dan kisi-kisi logam dapat pula dipakai untuk penulangan dengan membengkokkan



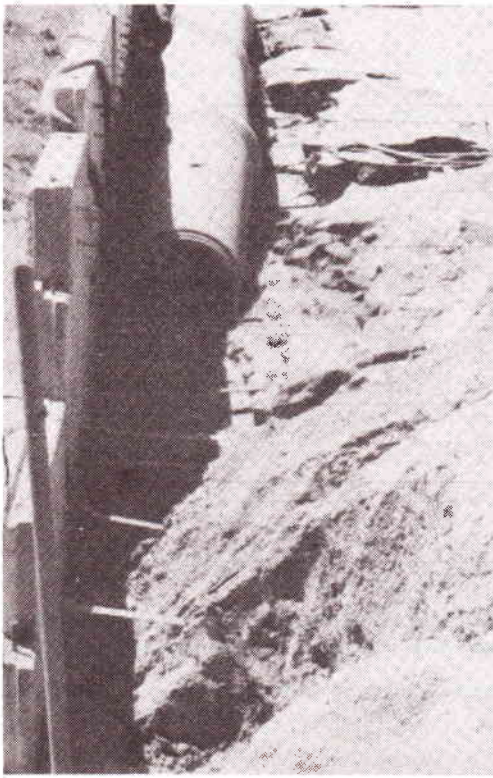
(a) Detail garis suatu dinding tanah ditulangi di tempat



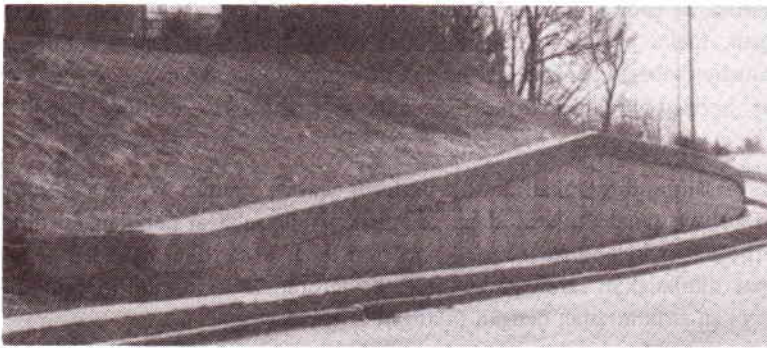
(b) Tampak depan suatu dinding tanah bertulangan yang sedang dikerjakan untuk tanah isian muka jembatan, memakai dinding depan beton bertulangan yang didapatkan.

GAMBAR 12-2 Dinding tanah bertulangan

sebagian seperti lembaran pada Gambar 12-3 agar membentuk dinding depan. Di sini kisi-kisi logam berfungsi sebagai tulangan dan bergabung dengan anyaman kawat pada daerah dinding depan untuk menghasilkan tambahan tahanan terhadap erosi tanah sampai dinding selesai dibangun. Dinding yang telah dibangun biasanya disemprot dengan adukan beton atau gunita (beban mirip adukan) untuk menambah kerapian dan pencegah erosi. Dinding depan geotekstil juga dapat dilapis dengan adukan atau gunita untuk mencegah



- (c) Bagian belakang dinding pada (b) memperlihatkan lempeng tulangan didekatkan pada bagian dinding depan. Perhatikan pipa drainase untuk mengalirkan air dari permukaan jalan di kemudian hari. Hujan menghanyutkan tanah di bawah lempeng penulangan pada dinding yang harus diganti dengan seksama. Juga diperlihatkan baut dan alat pengangkat (ring D) sebab berat satuan masing-masing sekitar 2 kips.

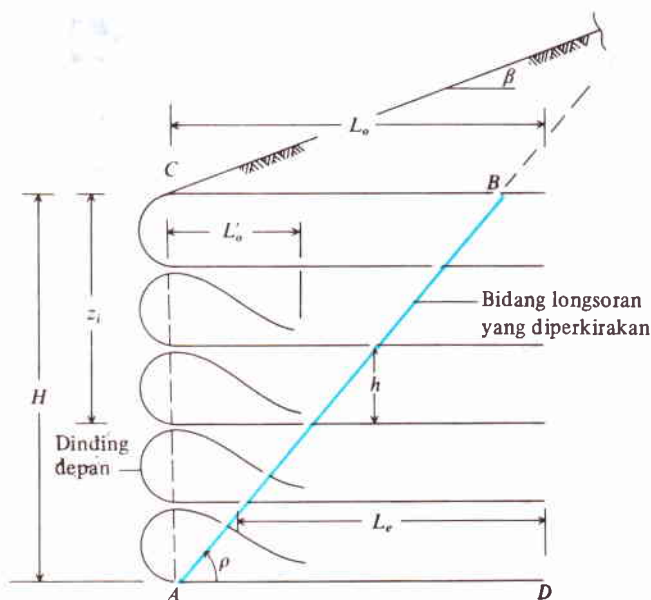


- (d) Dinding tanah bertulangan yang rendah menunjukkan pola dinding depan beton yang berbeda (juga dipatenkan). Perhatikan ujung atas memiliki cekungan drainase yang berakhir pada suatu terjunan yang hampir tak terlihat di ujung depan.

perusakan dan berhubung beberapa geotekstil cepat rusak akibat sinar ultraviolet dari sinar matahari bila tidak dilindungi.

Prinsip dasar¹ tanah bertulangan adalah seperti pada Gambar 12-4, dengan dinding bertumpu pada pasak tanah aktif Rankine/Coulomb. Berdasarkan perkiraan dan dipastikan dengan pengujian skala sesungguhnya bahwa gaya tanah yang timbul pada pasak tanah aktif di sebarang kedalaman z ditahan oleh tarikan lempeng tulangan. Tarikan lempeng

¹ Sejumlah penelitian bacaan beserta penerapannya, umumnya di Eropa, dipaparkan oleh Ingold (1982).



GAMBAR 12-3 Pemakaian lembaran geotekstil untuk penulangan dengan dinding depan dibentuk dengan melipat lembaran seperti yang tampak. Ukuran-ukuran kritis adalah L_e dan L_o , seperti diperlihatkan.

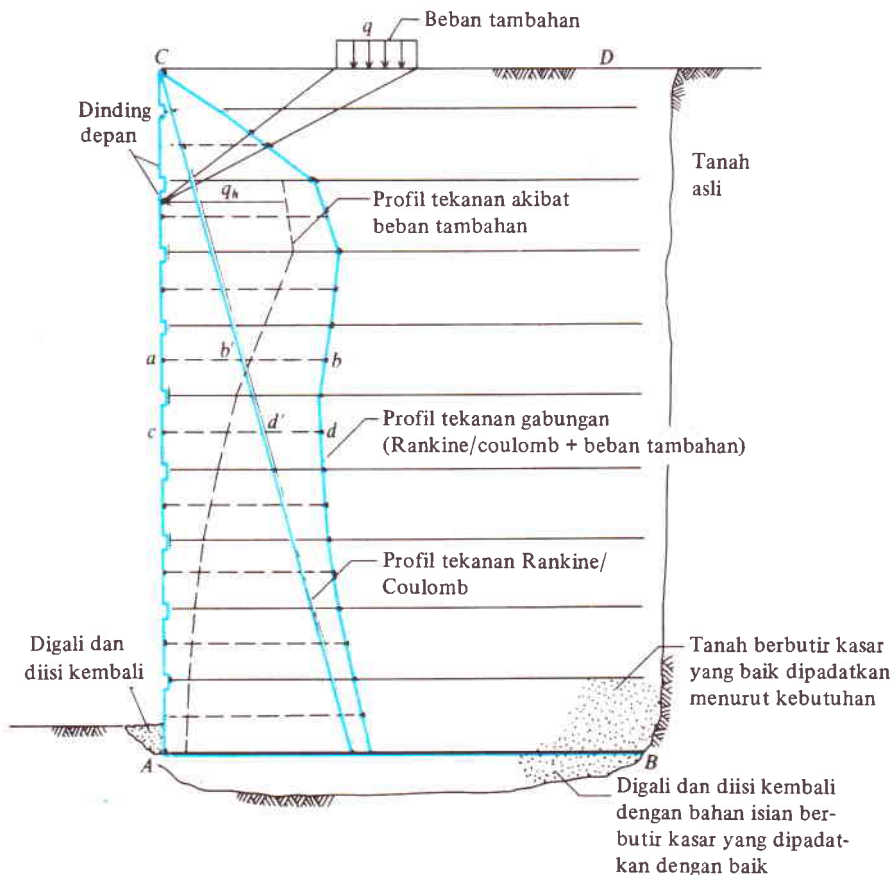
terjadi di daerah luar pasak tanah aktif dari sudut geser δ antara lempeng dan tanah dan tekanan tanah vertikal γz pada lempeng. Tanpa adanya tekanan tanah yang harus dipikul oleh dinding depan, maka bagian ini dapat dibuat cukup tipis serta lentur sehubungan dengan fungsi utamanya sebagai pencegah erosi dan menambah keindahan.

Faktor-faktor berikut ini diperhitungkan dalam perancangan dinding tanah bertulangan:

1. Urugan-balik biasanya ditetapkan harus berbutir kasar; namun penelitian terbaru menunjukkan bahwa tanah kohesif dapat digunakan bila sebagai penulangan dipakai geotekstil berpori agar kelebihan tekanan pori dari tekanan vertikal pada lempeng penulangan dapat dihilangkan sehingga sudut geser terdrainase ϕ' dapat menimbulkan komponen gesekan antara tanah dengan tulangan tersebut.
2. Urugan-balik harus dipadatkan namun dengan hati-hati agar alat tidak terlalu dekat dengan dinding depan sehingga tidak menarik tulangannya. Hal ini merupakan pertimbangan pokok untuk urugan-balik kohesif dan untuk tanah berbutir kasar sedikitnya memerlukan daerah sempit vertikal terhadap dinding depan.
3. Pengujian dengan dinding percobaan menunjukkan bahwa potongan Rankine cocok dengan yang disebut "potongan tanah". Sudut ρ mendekati $45 + \phi/2$ terhadap horison-tal seperti yang digunakan pada Bab 11. Untuk sudut β yang besar sudut ini harus diperiksa secara teratur memakai metode potongan coba-coba (atau dengan program komputer).
4. Dinding harus cukup lentur untuk membentuk tekanan tanah aktif dan bila menurun tidak akan merobek dinding depan dari tulangan.
5. Umumnya hanya diperhitungkan tarikan pada tulangan di luar daerah potongan tanah yang diandaikan sepanjang L_e pada Gambar 12-5.

6. Kelongsoran dinding terjadi karena:
 - a. Tarikan pada tulangan.
 - b. Longsoran daya dukung pada tanah dasar yang menyangga dinding sepanjang garis AB pada Gambar 12-6.
 - c. Seluruh dinding tergelincir ($ACDB$ pada Gambar 12-6) sepanjang dasar AB .
7. Tambahan beban (seperti pada Gambar 12-6) diberikan pada urugan-balik. Hal ini meningkatkan tekanan lateral menurut teori elastisitas [Persamaan. (11-7)] dan tekanan vertikal pada sebarang kedalaman. Tekanan vertikal dapat dihitung dengan Laba dan Kennedy (1986) memakai metode tekanan vertikal 2 : 1 [Persamaan (5-2)] seperti terlihat pada Gambar 12-5. Pada gambar ini terlihat bahwa pada daerah L_1 tekanan vertikal dari beban tambahan meningkatkan komponen tahanan geser ke suatu tekanan lateral yang lebih besar yang harus ditahan akibat beban tambahan yang sama.
8. Korosi dapat merupakan suatu faktor kritis bila dipakai tulangan logam. Biasanya dilakukan sedikit penambahan tebal penulangan untuk menahan korosi agar bangunan dari bertahap sampai 50-100 tahun.
9. Bila keindahan merupakan faktor penting, tersedia sejumlah besar susunan dinding depan yang indah dan dapat dipergunakan sebagai hiasan dinding atau meleburnya dengan sekitarnya.

GAMBAR 12-6 Dinding secara umum dengan beban tambahan pada urugan-balik seperti pada jalan atau konstruksi lainnya, cukup teliti untuk menggambarkan profil tekanan tambahan.



12-3 PERANCANGAN DINDING TANAH BERTULANGAN

Perancangan dinding tanah bertulangan pada dasarnya dilakukan sebagai berikut:

1. Perkirakan jarak horisontal dan vertikal lempeng tulangan seperti pada Gambar 12-7. Jarak ini kurang berarti bagi anyaman logam, sebab semuanya sama, dan untuk lembaran geotekstil tidak ada artinya. Jarak vertikal dapat berkisar dari sekitar 0,2 sampai 1 m (9 sampai 36 inci) dan jarak horisontal bisa di antara 0,7 sampai 1 m (24 sampai 36 inci). Analisa didasarkan pada satuan lebar yang sesuai dengan diagram tekanan tanah lateral.
2. Hitung beban tarik dari beberapa tulangan sebagai luas diagram tekanan yang diberikan pada lempengan. Bagi diagram campuran pada Gambar 12-6 ini merupakan tipikal luas daerah tekanan $abcd$. Untuk diagram segitiga bagi urugan-balik (namun mungkin bersudut ($\beta > 0$)) gaya yang bekerja pada lempengan adalah luas $ab'd'c$ yang merupakan tekanan rata-rata q_i pada lempengan dengan kedalaman z_i dihitung sebagai berikut:

$$q_i = \gamma z_i K_a \quad (12-1)$$

Tekanan ini bekerja pada suatu luas dari lempengan vertikal dengan jarak $h \times s$ kecuali pada ujungnya untuk memberikan gaya tulangan tarik sebesar

$$T_i = q_i A = \gamma z_i K_a (h \times s)$$

Perhitungan pengecekan memberikan jumlah gaya tarik komponen horisontal P_a pada lebar jarak s sebagai berikut

$$\Sigma T_i = s P_{ah}$$

3. Hitung panjang lempengan L_e pada Gambar 12-5 yang diperlukan untuk menimbulkan tahanan geser $F_r = T_i$. Dari panjang ini dan daerah potongan Rankine dapat ditentukan panjang keseluruhan lempeng L_0 yang akan dipakai. Umumnya digunakan panjang yang sama untuk seluruh tinggi dinding agar petugas pemasang tidak dirisaukan dengan panjang yang tepat untuk ketinggian yang berbeda. Panjang gesekan didasarkan pada gesekan tanah ke lempengan sebesar $f = \tan \delta$ dengan sudut δ merupakan pecahan sudut geser dalam ϕ . Bila lempengan cukup kasar $\delta = \phi$ tetapi untuk logam yang licin δ berkisar antara 20 sampai 25°

Untuk lempengan $b \times L_e$ atau lembaran geotekstil dengan satuan lebar $\times L_e$, kedua sisinya mempunyai tahanan geser. Untuk tulangan bulat keliling batang menahan geseran dan pada kedua keadaan ini geseran adalah $f \times$ tekanan normal pada tulangan, dihitung sebagai $p_o = \gamma z_i$ adalah kedalaman rata-rata dari permukaan ke tulangan. Hal ini memberikan:

$$\text{Lempengan: } F_i = 2(\gamma z_i) \tan \delta (b \times L_e) \geq T_i \quad (12-2a)$$

$$\text{Batang: } F_i = \pi D(\gamma z_i) \tan \delta (L_e) \geq T_i \quad (12-2b)$$

$$\text{Lembaran: } F_i = 2(\gamma z_i) \tan \delta (1 \times L_e) \geq T_i \quad (12-2c)$$

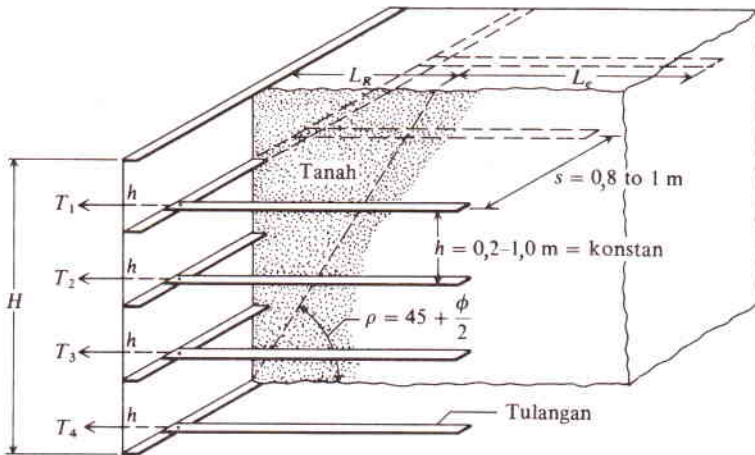
Persamaan ini memberikan faktor keamanan $SF = 1$ bila tanda \geq diganti dengan tanda $=$. Untuk $SF > 1$ diperlukan L_e yang lebih besar dari persamaan ini.

4. Selanjutnya hitung luas tulangan $b \times t$. Untuk baja lempengan atau bulat dengan tegangan ijin $f_a = F_y/SF$ didapat

$$b \times t \times f_a \geq T_i$$

atau

$$\frac{\pi D^2}{4} \times f_a \geq T_i$$



GAMBAR 12-7 Jarak tipikal tulangan untuk dinding tanah bertulangan.

Untuk geotekstil timbul masalah karena kekuatan bahan yang berbeda dari masing-masing pembuatnya, demikian pula mengenai jenis bahan dan mutunya. Di sini harus dilakukan pengujian (atau telah diuji di pabrik atau di lembaga lain) bahan untuk mengetahui kekuatannya, biasanya dalam lb/in atau kN/m-lebar. Dari beberapa pilihan, dipilih lempengan sehingga.

$$\text{Lebar lempengan } b \times \text{tegangan/satuan lebar} \geq T_1$$

Hal ini mungkin memerlukan hitungan ulangan ke langkah 1 dan 2 untuk mengatur ulang jarak tulangan horisontal dan vertikal. Karena harga bahan relatif kecil dibandingkan dengan harga lainnya (waktu rekayasa, urugan-balik dan lain-lain) maka sedikit perancangan berlebihan masih dapat diterima.

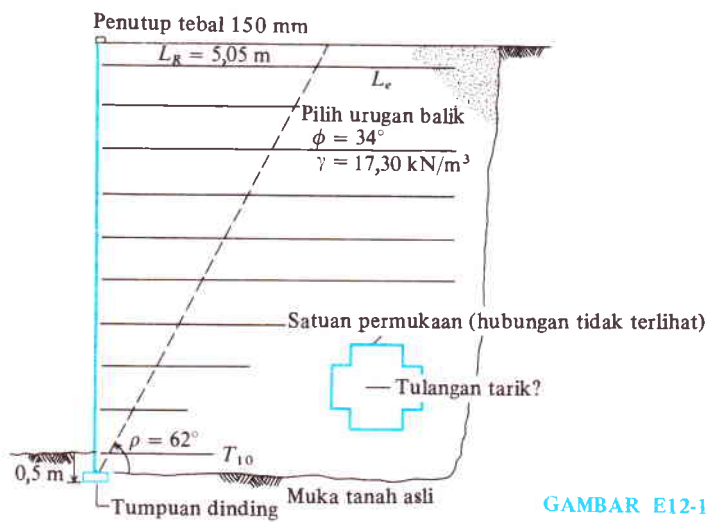
Lemeng tulangan baja berkisar antara $b = 75$ sampai 100 mm dan t antara 4 sampai 5 mm dengan sekitar 2 mm sebagai perlindungan terhadap korosi. Pertimbangan utama terhadap batang tulangan adalah ukurannya agar sekitar 3 kali lebih besar dari diameter rata-rata butiran (D_{50}) urugan-balik berbutir kasar sehingga terjadi kontak geser. Hal ini lebih aman bila digunakan anyaman baja karena batangan anyaman tegak lurus pada batang tarik akan memberikan tambahan tahanan tarik.

Gaya-gaya tarik dan tahanan dianggap berkembang seperti terlihat pada Gambar 12-4 dimana tarikan dari permukaan dinding pada daerah longsor Rankine/Coulomb ditentukan dengan sudut ρ berkembang menjadi maksimum pada garis potongan. Diimbangi oleh gesekan yang berkembang diluar daerah sepanjang L_e (Gambar 12-5) sehingga dapat ditulis sebagai persamaan diferensial pada Gambar 12-4.

$$T_i = \int_0^{L_e} 2b(p_o \tan \delta) (dL)$$

Ini merupakan penyederhanaan, dan $2b$ harus diganti dengan keliling untuk batang bulat, tetapi dapat diterima untuk perancangan dinding.

Dalam perencanaan sekarang ini banyak digunakan dinding tanah bertulangan yang telah dipatenkan. Walaupun demikian, perlu mengerti prinsip yang mempengaruhi dan



GAMBAR E12-1

metode analisis kedua-duanya untuk membuat keputusan yang beralasan dalam menentukan sistem di lapangan dan karena paten pada beberapa dinding akan berlaku dalam waktu yang pendek dan metodenya akan tersalur pada lingkungan luas.

Pada contoh berikut ini akan dipelajari metodologi lebih lanjut.

Contoh 12-1. Analisis dinding pada Gambar E12-1 dengan menggunakan tulisan lempengan-lempengan berspasi $s = 1 \text{ m}$ dan $h = 1 \text{ m}$ ke pusat dinding permukaan beton. Digunakan balok beton yang saling terkait dengan bentuk seperti terlihat dalam gambar dengan ketebalan 200 mm (dan berat tiap-tiap balok adalah 1 ton). Tumpuan dinding dituangkan menjadi suatu jajaran dan satuan beban yang bekerja karena beratnya lebih besar dari pada berat satuan tanah. Penutup tulangan dengan ketebalan 150 mm diletakkan di atas dinding untuk menjaga penampilan yang menerus.

Diminta : Analisis tipikal potongan vertikal dan pilih lempengan tarik berdasarkan pada $f_a = 140 \text{ MPa}$ (lempengan baja), $\phi = 34^\circ$, $\gamma = 17,30 \text{ kN/m}^3$, dan $\delta = 24^\circ$.

Jawab : Dari Tabel 11-3 didapat $K_a = 0,283$

$$f = \tan \delta = \tan 24^\circ = 0,445$$

Dari data dinding diperoleh tabel berikut ini (L_e dihitung setelah T_i dan b didapat)

No Lempengan	z_i m	$T_i = \gamma z_i(1 + f)K_a$ kN	$L_e = \frac{T_i}{2(b)(f)(\gamma z_i)}$ m
1	0,5	2,45	3,18
2	1,5	7,34	3,18
3	2,5	12,24	3,18
4	3,5	17,14	3,18
5	4,5	22,03	3,18
6	5,5	26,93	3,18
7	6,5	31,82	3,18
8	7,5	36,72	3,18
9	8,5	41,62	3,18
10	9,5	46,51	3,18

$$\Sigma T_i = 244,80 \text{ kN}$$

Periksalah $P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$ [Persamaan (11-9) dan mencatat bahwa $s = 1$ m sehingga rasio $s/1 = 1$.

$$P_a = \frac{1}{2} (17,30)(10^2) 0,283 (1) = 244,80 \text{ kN sehingga kita tidak mempunyai suatu kesalahan dalam } T_i$$

Sekarang kita mencari ukuran dari jalur-jalur penulangan. Untuk sementara cobalah $b = 100$ mm karena dinding itu pada ketinggian 10 m sudah lumayan tinggi.

Pada umumnya: $b \times t \times f_a = T_i$

Dengan memperhatikan bahwa T_i terbesar adalah jalur untuk T_{10} maka kita mendapat:

$0,100 \times t \times 138 \times 1000 = 46,51$ (memakai meter dan kilonewton) dalam mencari pemecahan dapatkanlah

$$t = \frac{46,51}{0,1(138000)} = 0,00337 \text{ m} = 3,4 \text{ mm} \rightarrow \text{pakailah } t = 5 \text{ mm}$$

Kemudian carilah panjang jalur untuk T_i dan total panjang jalur L_0 . Merujuk kembali kepada tabel untuk T_i dan persamakan gesekan terhadap tegangan

$$2bL_e(f_p) = T_i$$

$$L_e = \frac{T_i}{2(b)(f_y z_i)} = \frac{T_i}{2(0,10)(0,445 \times 17,30 z_i)}$$

Ini dapat diprogram pada suatu kalkulator berprogram dan nilai pertamanya ialah

$$L_e = \frac{2,45}{1,5397(0,5)} = 3,18 \text{ m}$$

Nilai-nilai lain dihitung dengan memakai z_i untuk $z_i = 0,5$.

Jarak daerah Rankine $L_R = H \tan (90 - \rho)$

$$\rho = 45 + \frac{\phi}{2} = 45 + \frac{34}{2} = 62^\circ$$

yang menghasilkan

$$L_R = 10 \tan 28 = 5,317 \text{ m}$$

Pada kedalaman pertama $L_{R(1)} = 9,5 \tan 28^\circ = 5,05 \text{ m}$

$$L_0 = L_{R(1)} + L_e = 5,05 + 3,18 = 8,23 \text{ m}$$

Bulatkan dan pakailah $L_0 = 8,5$ m untuk suatu faktor keamanan yang kecil.

Nilai $L_0 = 0,85H$ ini yang berada pada besaran jarak seperti diperlihatkan pada Gambar 12-2. Gaya SF terhadap pencabutan adalah kira-kira $(8,5 - 5,05)/3,18 = 1,08$ dan kalau dianggap terlalu rendah, maka dengan sederhana kita dapat meningkatkannya menurut keperluan; SF pada T_{10} adalah lebih dari 2.

Ringkasan: Pakailah jalur-jalur selebar 100 mm \times tebal 5 mm \times panjang 8,50 m.

Selanjutnya kita harus memeriksa daya dukung dinding itu. Untuk ini pakailah pakailah salah satu persamaan kapasitas daya dukung dari Tabel 4-1 dan analisislah sebuah lajur selebar 1 m \times $\beta = 8,5$ m. Pakailah 1,0 untuk faktor bentuk, faktor kedalaman dan faktor kemiringan. Perhatikan pula bahwa telapak untuk unit-unit permukaan harus cukup lebar sehingga tekanan tanah di bawahnya sama dengan tekanan di bawah urugan-balik.

Akhirnya kita harus memeriksa gelincir sepanjang alas. Gelincir tersebut diperiksa sebagai berikut:

Berat nominal sebuah balok ialah

$$W_b = \gamma BLH = 17,30 (1) (8,50) (10) = 1470 \text{ kN}$$

Tahanan gesek terhadap gelincir adalah $F_3 = W_b \tan \delta_b$ di mana δ_b berada pada besaran ϕ untuk gelincir tanah-ke-tanah. Ini menghasilkan

$$F_3 = W_b \tan 34 = 1470 (0,674) = 990 \text{ kN} \gg P_a \text{ (dari 244,8 kN)}$$

Hal-hal ini merupakan pemeriksaan dinding yang perlu dan menyempurnakan perancangannya. ////

Contoh 12-2. Hitunglah tegangan penulangan dan tahanan gesek untuk mendapatkan panjang lajur sementara L_0 untuk dinding pada Gambar E12-2 dengan beban-tambahan atas urugan-balik. Tetapi periksalah jalur pada kedalam 5 kaki (T_5) untuk menggambarkan prosedur umum dengan suatu beban-tambahan.

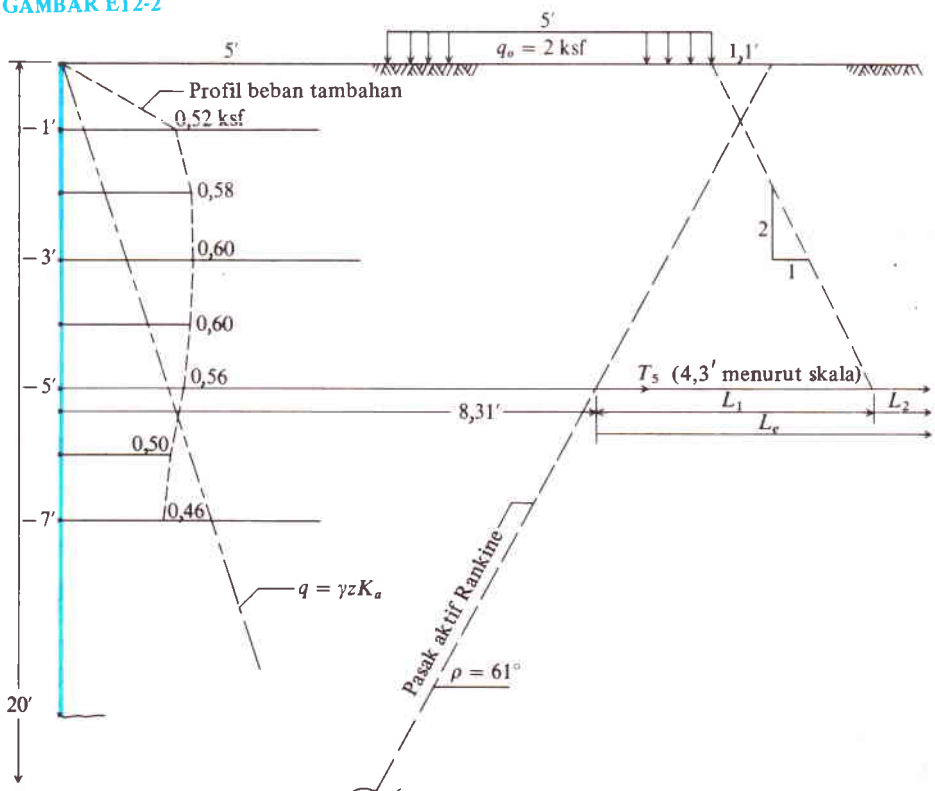
Data tanah: $\gamma = 110 \text{ pcf}$; $\phi = 32^\circ$ (urugan-balik); ambillah $f = \tan \delta = 0,4$ sebagai koefisien gesek antara tanah urugan-balik dan lajurnya.

Data lajur: $h = 1 \text{ kaki}$; $s = 2 \text{ kaki}$; $b = 0,25 \text{ kaki}$ (lebar 3 in).

Pemecahan: Dapatkanlah $K_a = 0,307$ dari Tabel 11-3 (nilai aktif Rankine).

Pakailah program komputer B-8 dalam lampiran B untuk memperoleh profil tekanan lateral bagi beban-tambahan. Kita akan memakai setengah panjang lajur dengan $\mu 1,00$ dan mengandakan hasil/keluaran untuk bagian setengah lajur yang lain. Sebuah lajur dibuat model dengan memakai nilai-nilai satuan untuk ukuran yang ditentukan oleh NSQW dan juga nilai-nilai satuan untuk NSQL tetapi memakai nilai yang sangat besar untuk NSQL. Program itu disusun untuk menghentikan penam-

GAMBAR E12-2



bahan angsuran sepanjang NSQL pada waktu angsuran tekanan tambahan itu dapat diabaikan ($< 0,0001$) sehingga kalau anda memberi masukan katakanlah 400 (seperti disini) maka program itu hanya memakai suatu pecahan/bagian untuk mengemat waktu penghitungan.

Pada kedalaman 5 kaki, tekanan tanah Rankine adalah

$$q_R = \gamma z_s K_a = 0,110 (5)(0,307) = 0,169 \text{ ksf}$$

Dari profil beban tambahan yang diperlihatkan kita dapat memperoleh Δq rata-rata yang mendekati sebagai

$$\Delta q = \frac{(0,60 + 0,56)/2 + (0,56 + 0,50)/2 + 0,56}{3} = 0,56 \text{ ksf}$$

Kedalaman lain akan diperlakukan serupa. Tekanan rata-rata keseluruhan pada titik ini adalah

$$q_{\text{rata-rata}} = q_R + \Delta q = 0,169 + 0,560 = 0,729 \text{ ksf/ft dari lebar}$$

Gaya tegangan lajur adalah hasil dari luas yang menyumbang dan q rata-rata

$$T_5 = q_{\text{rata-rata}} (h \times s) = 0,729 (1 \times 2) = 1,46 \text{ kips/lajur.}$$

Gaya tegangan harus ditahan dengan gesekan yang berkembang pada panjang L_e dan dalam kasus ini terdiri dari suatu jarak L_1 di mana beban-tambahan itu menambah tekanan vertikal menjadi $q_v = P_0 + \Delta q_v$ dan setiap panjang tambahan L_2 di mana tekanan vertikalnya ialah $q_v = P_0 = \gamma z_s$. Kita dapat memperoleh panjang L_1 dengan menggambarkan dinding menurut skala dan mengukur (untuk mendapatkan 4,3 kaki yang diperlihatkan) atau secara lain menghitung L_1 sebagai berikut:

- Pada 1:2 jarak luarnya pada $z = 5$ kaki adalah 2,5 kaki
- Pada kedalaman 5 kaki $L_R = (20 - 5) \tan (90 - \rho) = 15 \tan 29^\circ = 8,31$ kaki.

Dengan memperhatikan bahwa sisi kanan dari beban-tambahan lajur adalah 10 kaki dari dinding maka kita dapat menulis:

$$L_R + L_1 = 10 + 2,5$$

$$L_1 = 12,5 - 8,3 = 4,2 \text{ kaki (lawan 4,3 menurut skala).}$$

Sekarang carilah Δq_v pada kedalaman 5 kaki dengan menggunakan Persamaan (5-2) yang disesuaikan/diubah untuk sebuah lajur untuk mendapat

$$\Delta q_v = \frac{P}{B + 2} = \frac{5(2)}{5 + 5} = 1 \text{ ksf/kaki dari lebar dinding}$$

Untuk lebar jalur 0,25 kaki dan $f = 0,4$ dan mempersamakan gesekan terhadap tegangan

$$2 \{ (P_0 + \Delta q_v) (f \times b \times L_1) + P_0 (f \times b \times L_2) \} = T_5$$

di mana angka 2 adalah untuk gesekan pada bagian puncak dan dasar lajur. Penyisipan nilai-nilai

$$2 \{ (0,11 \times 5 + 1,0)(0,4 \times 0,25 \times 4,2) + 0,11 \times 5 (0,4 \times 0,25 \times L_1) \} = 1,46 \text{ kips}$$

$$1,302 + 0,11L_1 = 1,46$$

$$L_1 = \frac{0,158}{0,11} = 1,44 \text{ kaki} \rightarrow \text{pakailah } 1,5 \text{ kaki}$$

Seluruh jarak yang diperlukan ($SF = 1$) adalah

$$L_0 = L_R + L_1 + L_2 = 8,3 + 4,2 + 1,5 = 140 \text{ kaki}$$

Kita harus memeriksa lokasi jalur lain untuk L_0 terbesar dan mebahnya jika dianggap perlu untuk menghasilkan setiap faktor keamanan yang dibutuhkan.

Langkah-langkah yang masih harus dilakukan:

1. Cari ketebalan jalur berdasarkan T_i yang terbesar
2. Periksa daya dukung
3. Periksa kestabilan gelincir

12-4 DINDING PENAHAN BETON

Gambar 12-8 melukiskan sejumlah dinding dari beton bertulang atau pasangan batu yang telah dipergunakan. Seperti telah dicatat sebelumnya tentang dinding-dinding ini, hanya dinding berkonsol (*b*) dan tembok pangkal jembatan (*f*) yang banyak dipakai dewasa ini karena penghematan yang jauh lebih besar dari tanah yang diperkuat/bertulang.

Sudah terbukti bawah bentuk tanah bertulang itu pada hakikatnya menghasilkan dinding gravitas (*a*) dan dinding kisi/krib pada Gambar 12-7*d*.

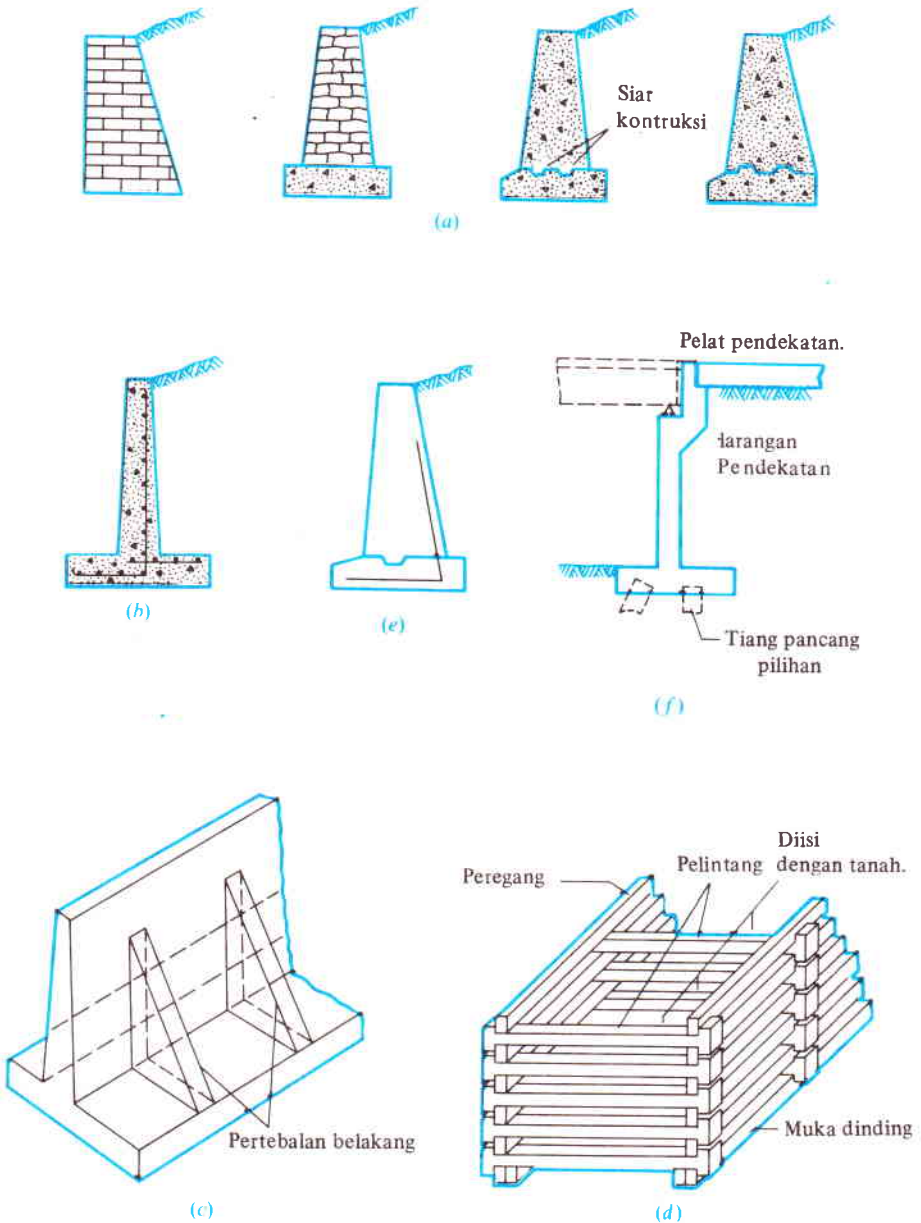
Dinding pertebalan belakang (*c*) dipakai untuk dinding konsol tinggi dimana pertebalan-punggungnya (disebut pertebalan-depan kalau berlokasi di depan dinding) memberikan kestabilan dinding sehingga ketebalan badan dindingnya dapat dikurangi tanpa pelenturan ke luar yang berlebihan. Banyak sekali tenaga kerja dan biaya bahan yang terlibat dengan dinding-dinding jenis ini sehingga diragukan apakah dinding ini dapat bersaing secara ekonomis dengan tanah bertulang.

Sambil lalu dapat kita catat bahwa tersedia dinding-dinding pracetak yang menjadi hak pemilik (dipatenkan) dan dapat bersaing dalam keadaan tertentu dengan jenis-jenis dinding yang lain. Pada umumnya produsen dinding pracetak itu menyediakan metodologi dan data perancangan sehingga seorang pemakai potensial dapat membuat perbandingan biaya dari beberapa alternatif. Dinding-dinding pracetak itu memakai kira-kira metode analisis yang sama seperti untuk dinding penahan berkonsol sehingga tercapai pemahaman mendasar tentang prosedur itu dapat memungkinkan suatu perancangan untuk keadaan-keadaan dimana tanah-bertulang tidaklah cocok.

12-5 DINDING PENAHAN KONSOL

Gambar 12-9 memperkenalkan bagian-bagian dan peristilahan yang dipakai dalam perancangan dinding penahan. Dewasa ini dinding-dinding konsol dipakai paling utama:

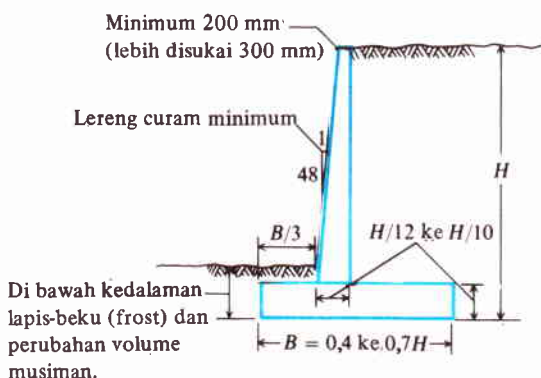
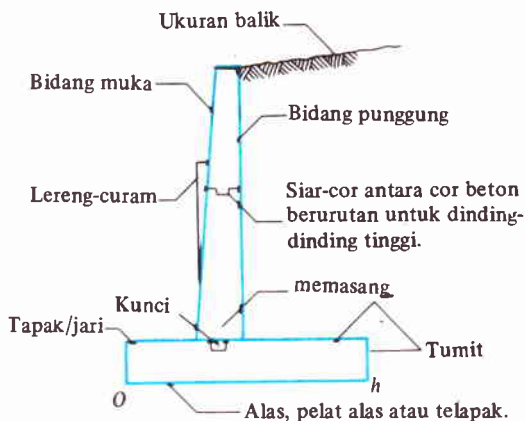
1. Dinding rendah yang panjangnya agak pendek. Rendah di sini dalam arti tinggi terpanjang pada besaran 1 sampai 2,5 m dan panjang dengan besaran 40 m atau kurang.
2. Daerah urugan-baliknya terbatas dan/atau perlu untuk memakai tanah yang ada sebagai urugan-balik. Hal ini biasanya menghasilkan keadaan pada Gambar 11.12*b* di mana tekanan dinding utamanya disebabkan oleh pemampatan urugan-balik dalam daerah terbatas yang terutama ditentukan oleh ukuran telapak/tumit. Dalam kasus ini karena tanah yang ada harus mampu menahan kedalaman galian vertikal buat pengecoran telapak dinding dan kemudian badan dinding, maka secara teori tak ada gaya dinding dari tanah ini dan satu-satunya tekanan dinding adalah dari urugan-balik dalam daerah yang terbatas dan segala tekanan pemampatan. Beberapa dinding telah dibangun dengan tekanan lateral yang diukur dalam jenis bentuk ini dan ditemukan bahwa:
 - a. Pemampatan dapat menghasilkan tekanan lateral sangat tinggi.
 - b. Resultan pemampatan itu menyebabkan tekanan lateral pada besaran 0,4 sampai 0,5*H* dan bukan $H/3$ seperti yang biasa dipakai untuk tekanan tanah Rankine.



GAMBAR 12-8 Jenis-jenis dinding penahan. (a) Dinding gravitas dari pasangan batu, pasangan bata atau beton polos – bobot memberikan stabilitas terhadap tumbang dan geser gelincir; (b) dinding konsol; (c) pertebalan belakang atau dinding dengan pertebalan-depan – kalau urugan-balik menutupi pertebalan-belakang maka dinding itu disebut pertebalan-punggung; (d) dinding kisi; (e) dinding setengah gravitas (memakai sedikit penulangan baja); (f) dinding pangkal jembatan (tumpuan).

Dalam praktek yang berlaku adalah umum untuk memakai tebal dinding yang kosten untuk dinding-dinding rendah ini – jarang kurang dari 250 mm dan jarang lebih dari 300 mm. Cara ini mengurangi biaya tenaga kerja untuk pembuatan acuan tetapi memerlukan perancangan-lebih atau tekanan lateralnya akan menyebabkan kemiringan, yang

GAMBAR 12-9 Peristilahan utama yang dipakai untuk dinding penahan. Perhatikan bahwa "jari" (toe) mengacu baik pada titik 0 maupun jarak dari bidang muka pada badan; begitu pula "tumit" ialah titik 0 atau jarak dari bidang punggung pada badan sampai h .



GAMBAR 12-10 Ukuran-ukuran perancangan sementara untuk dinding penahan berkonsol. Lereng-curamnya merupakan pilihan (opsional).

tanpa adanya lereng-curam-depan akan mudah tampak seketika. Sudah tentu mungkin saja untuk membangun suatu dinding bermuka sejajar dengan suatu kemiringan ke belakang yang sengaja dengan sedikit upaya pembuatan acuan ekstra.

Gambar 12-10 memberikan ukuran-ukuran yang lazim untuk suatu dinding konsol yang dapat dipakai sebagai pedoman dalam suatu pemecahan memakai hitungan tangan. Karena adanya jumlah kerja "sibuk" yang banyak untuk perancangan dinding penahan karena proses coba-coba maka hal itu khususnya cocok untuk analisis memakai komputer dimana data kritis tentang γ , ϕ , H , dan sebuah lebar alas yang kecil B merupakan masukan dan program komputer (lihat B-24) melakukan pengulangan untuk mencapai pemecahan.

Ukuran-ukuran dalam Gambar 12-10 yang didasarkan atas pengalaman yang telah terhimpun tentang dinding-dinding yang stabil menurut kondisi-kondisi "Rankine". Dinding-dinding kecil yang dirancang untuk tekanan lateral karena pemampatan, dan yang sejenisnya, dapat menghasilkan ukuran-ukuran yang berbeda.

Akan tetapi, untuk lebar alas sudah biasa dengan besaran sekitar $0,5H$ yang agak tergantung pada jarak jari ($B/3$ diperlihatkan tetapi pada kenyataannya tidak perlu mempunyai suatu "jari"). Badan dinding dan tebal alas harus cukup untuk geser balok lebar dan tebal puncak harus cukup untuk permukaan/serpih oleh suhu dan benturan oleh peralatan/mobil sehingga kalau suatu bagian menyerpih maka sisanya masih akan tampak aman dan memberikan tutup penulangan yang jelas memadai. Dengan adanya batang-

batang penulangan pada punggung badan dinding untuk momen lentur yang memerlukan tutupan bebas 75 mm (terhadap tanah) dan suatu tutupan bebas dengan sekitar 50 mm untuk suatu lingkungan yang dapat merugikan + diameter batang maka otomatis diwajibkan ketebalan minimum untuk puncak sekitar 200 mm.

Perhatikanlah bahwa dinding-dinding itu dirancang untuk pergeseran balok yang lebar dengan tempat-tempat kritis sebagaimana ditunjukkan pada ACI 318. Akan tetapi, penulis menyarankan untuk mengambil geser balok lebar pada bidang-bidang (depan dan belakang) untuk pelat alas sebagai lebih konservatif dan memerlukan beton ekstra dalam jumlah yang dapat diabaikan. Untuk badan-dinding kita harus mengambil lokasi "balok lebar" yang kritis pada puncak dari pelat alas. Alasannya ialah bahwa alas itu biasanya dicor paling pertama dengan perangkat penulangan badan-dinding. Setelah itu dibentuklah badan-dinding dan dituang sehingga pada tempat ini terdapat suatu ketaksinambungan. Dahulu sebuah lajur kayu ditempatkan ke dalam pelat alas untuk "membuat siar" badan pada tempatnya, tetapi dewasa ini hal itu jarang dilakukan. Dengan adanya keterputusan pada sambungan ini maka satu-satunya tahanan geser ialah apa yang dikembangkan oleh perlekatan antara kedua pengecoran + setiap gesekan dari bobot badan + keandalan penulangan badan terhadap pergeseran. Kalau batang-batang penulangan momen dan diandalkan untuk membantu geserannya maka bagian itu akan dirancang-kurang. Karena sebab inilah maka adalah praktek yang baik untuk paling tidak memberikan beberapa penulangan momen tambahan sehingga pergeseran badan itu dapat ditopang dengan aman.

12-6 KESTABILAN DINDING

Gambar 12-11 melukiskan pertimbangan umum tentang kestabilan dinding. Dinding itu harus stabil terhadap:

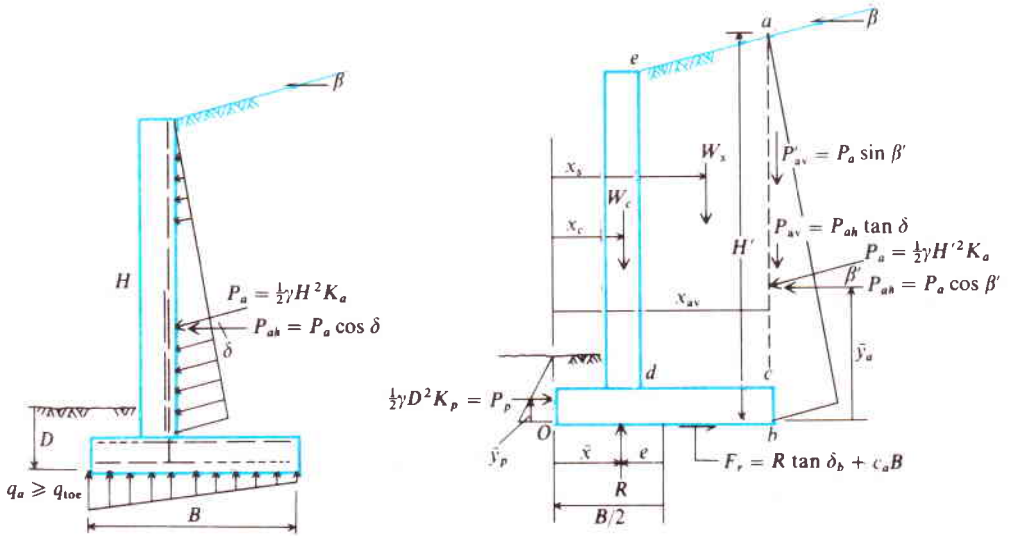
1. Geseran dan penturan badan dinding terhadap tekanan tanah lateral atas badan-bandingan. Hal ini dihitung berdasarkan tinggi badan-dinding.
2. Momen geser dan lentur alas pada badan-badan yang disebabkan oleh pembebanan dinding menghasilkan tekanan tanah atas telapak (atau alas) dinding. Untuk pelenturan tumit maka penampang kritis harus diambil di sekitar pusat penulangan badan dan bukan pada bidang-punggung.
3. Kestabilan dinding keseluruhan:
 - a. Gelincir — dihasilkan oleh tekanan tanah atas bidang vertikal ab (atau jarak H') yang melintasi tumit.
 - b. Penggulingan sekitar jari pada titik O .
 - c. Kestabilan putar seperti dilukiskan pada Gambar 12-12.
4. Kestabilan terhadap kerusakan daya dukung (atau penurunan alas yang berlebihan menghasilkan penjurangan besar pada dinding).

Kestabilan dinding keseluruhan memerlukan keamanan terhadap gelinciran (mirip dengan dinding tanah bertulang). Tekanan tanah P_{ah} cenderung menyebabkan dinding bergeser ke depan. Hal ini ditahan oleh:

- (a) gesekan + perlingkatan alas atau

$$F_r = R \tan \delta_b + c_a B$$

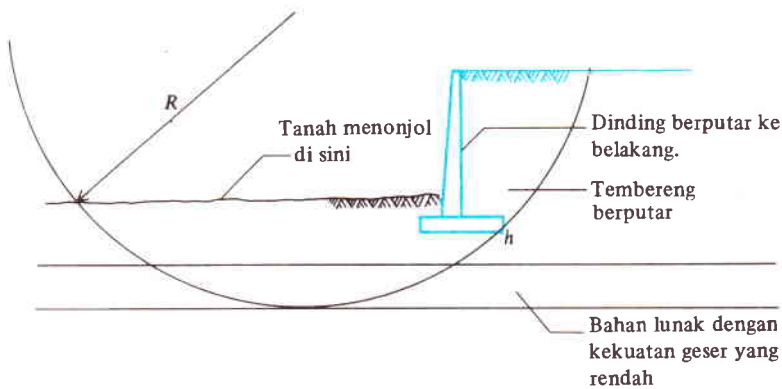
- (b) setiap tekanan tanah pasif yang dibentuk oleh tanah di depan dinding. Kalau tanah ini permanen (mungkin tertutup oleh lantai—keras atau kakilima) hal itu dapat di-



- (a) Tekanan tanah pada bagian-bagian dinding untuk analisis badan dan alas dinding serta untuk pertimbangan daya dukung.
- (b) Kestabilan dinding menyeluruh terhadap penggulingan dan gelinciran. W_c = berat seluruh beton (badan dan alas); W_s bobot tanah dalam daerah $acde$. Anda harus menemukan lengan momen x , dengan cara praktis yang bagaimana pun—biasanya memakai bagian-bagian dengan geometri yang sudah diketahui.

GAMBAR 12-11 Kestabilan dinding umum. Sudah lazim untuk memakai K_a Rankine yang menghasilkan $\delta = \beta$ pada a . Untuk β' anda dapat memakai β atau ϕ karena "gelincir" sepanjang ab adalah tanah-ke-tanah. Pada semua keadaan hitunglah $P_{rata-rata} = P_{ah} \tan \phi$ sebagai yang paling benar.

GAMBAR 12-12 Keruntuhan geser tanah. Dapat dianalisis dengan metode lingkaran-Swedja. Karusakan "dengkal" terjadi pada waktu tanah dasar untuk. Kemudian "dalam" terjadi jika lapisan tanah buruk mendasari tanah yang lebih baik seperti dalam gambar.



masukkan untuk menghasilkan P_p . Kalau hal itu tak-pasti kita tidak boleh memasukan P_p atau hanya memasukan sebagian dari kedalaman pembenaman dalam menghitung P_p . Nomor kestabilan gelincir N_s kemudian menjadi

$$N_s = \frac{P_{\text{menahan}}}{P_{\text{mendorong}}}$$

$$N_s = \frac{F_r + P_p}{P_{ah}} \quad (12-3)$$

Nomor kestabilan N_s biasanya berada pada besaran 1,25 sampai 2,0 tergantung kepada sifat pentingnya dinding itu.

Penggulingan di sekitar jari melibatkan pengambilan pengjumlahan momen di sekitar titik ini (titik O dari Gambar 12-11b). Penjumlahan gaya vertikal memberikan

$$\Sigma F_v = W_c + W_s + P'_{\text{rata-rata}} = R$$

Perhatikan pemakaian komponen vertikal P_a di sini — yang mungkin nol.

Momen guling M_o adalah

$$M_o = P_{ah} \bar{y}_a$$

di mana \bar{y}_a mungkin $H/3$ tetapi dapat lebih besar. Dengan mengambil x_i = lengan momen berkaitan dengan O maka kita mendapatkan momen penahan M_r (dengan memperhatikan bahwa $P_{\text{rata-rata}}$ seperti ditentukan dalam Gambar 12-11b itu selamanya bekerja dalam moda kerusakan ini untuk menahan penggulingan) sebagai

$$M_r = W_c x_c + W_s x_s + P_{\text{rata-rata}} x_v + P_p \bar{y}_p$$

Nomor kestabilan untuk penggulingan N_o adalah

$$N_o = \frac{\text{momen penahan}}{\text{momen guling}} = \frac{M_r}{M_o} \quad (12-4)$$

Kestabilan resultan R pada alas dinding dapat dihitung sebagai

$$\bar{x} = \frac{M_o - P_p \bar{y}_p}{R} = \frac{M_{o(\text{net})}}{R} \quad (12-5)$$

dan eksentrisitas R berkenaan dengan pusat alas ialah

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

Eksentrisitas dapat ditentukan tempatnya dengan mengambil jumlah momen di sekitar pusat alas; akan tetapi Persamaan (12-5) disarankan karena kita sudah mempunyai semua nilai dalam persamaan itu.

Kalau eksentrisitas e berada di sepertiga tengah dari lebar alas sepenuhnya, maka B itu efektif dan untuk sebab ini kebanyakan perancang membatasi e sampai batas ini. Pada $e = B/6$ (inti atau batas sepertiga) maka tekanan jarinya ialah $2 \times q_{\text{rata-rata}}$ dan tekanan tumitnya adalah nol. Nilai e ini (atau yang lebih besar) hampir pasti akan menyebabkan penurunan diferensial yang cukup untuk menjungkitkan dinding.

Kestabilan Perputaran

Gambar 12-12 melukiskan bahwa dalam keadaan tertentu dinding tersebut dapat berputar. Kemudian ini mirip dengan suatu analisis kestabilan lereng dengan memakai lingkaran.

Analisis ini dapat dilakukan dengan hitungan tangan, tetapi dimana percobaan dilakukan memakai beberapa lingkaran (tetapi semuanya melintasi titik tumit) untuk suatu nomor kestabilan minimum N_r , maka pekerjaan "sibuknya" menjadi luar biasa banyaknya dan seharusnya dipakai suatu program komputer (lihat B-22) untuk menganalisis kestabilan lereng – yang disesuaikan untuk soalnya sebagai suatu pilihan. Prosedur ini digambarkan dalam Contoh 12-3 yang akan datang.

Ulasan Umum atas Kestabilan Dinding

Sudah lazim – khususnya untuk dinding rendah – untuk memakai koefisien tekanan tanah Rankine K_a dan K_p sebagai agak konservatif. Kalau sudut dinding α dari Gambar 11-4 itu lebih besar dari 90° , pertimbangkanlah untuk memakai persamaan Coulomb dengan gesekan dinding $\delta = 0$. Kalau tekanan lateralnya terutama disebabkan oleh pemampatan, pertimbangkanlah memakai K_0 dan/atau memakai suatu beban tambahan sedikit untuk menambah gaya dinding dan meningkatkan lokasi dari resultan.

Untuk analisis badan-dinding dari Gambar 12-11, sudut δ dari Gambar 12-11a diambil sebagai sudut kemiringan β dalam analisis Rankine dan sebagai suatu pecahan dari ϕ dalam suatu analisis Coulomb dengan $0,67 \phi$ umumnya diperkirakan untuk suatu dinding beton yang dibentuk memakai acuan kayu lapis atau logam sehingga bidang punggungnya agak licin.

Untuk kestabilan dinding keseluruhan dari Gambar 12-11b sudut β' dapat diambil sebagai β untuk cara Rankine, tetapi bila anda memakai analisis Coulomb ambillah $\beta' = \phi$. Nilai ini kemudian dipakai untuk mendapatkan komponen horisontal P_a seperti yang diperlihatkan. Untuk komponen gesekan vertikal yang menahan penjurangan ambillah selalu

$$P_{av} = P_{ah} \tan \phi$$

karena sudut δ yang diperlihatkan pada gambar itu selamanya tanah-ke-ket tanah.

Untuk kestabilan gelincir kita boleh mengambil sudut gesekan antara alas dan tanah $\delta_b = \phi$ dari tanah alas (bukan urugan-balik). Sebabnya ialah tanpa menghiraukan betapa halusanya tanah alas itu dimampatkan (dan diharapkan demikian!), tetapi beton basah akan menempel dengan cukup sehingga tahanan gesek efektif yang dikembangkan akan menjadi "tanah-ke-tanah". Kohesi tersebut biasanya agak berkurang dari persentuhan dengan beton basah dan sudah biasa untuk memakai suatu nilai yang dikurangi untuk adhesi c_a pada besaran

$$C_a = 0,5 \text{ sampai } 0,7c$$

Sudah biasa untuk memakai nilai Rankine untuk K_p kalau melibatkan tekanan pasif. Kalau ada keraguan bahwa kedalaman sepenuhnya D itu efektif dalam penahanan lewat tekanan pasif, diperbolehkan untuk memakai nilai D' yang dikurangi sebagai

$$D' = D - \text{kedalaman tak tentu}$$

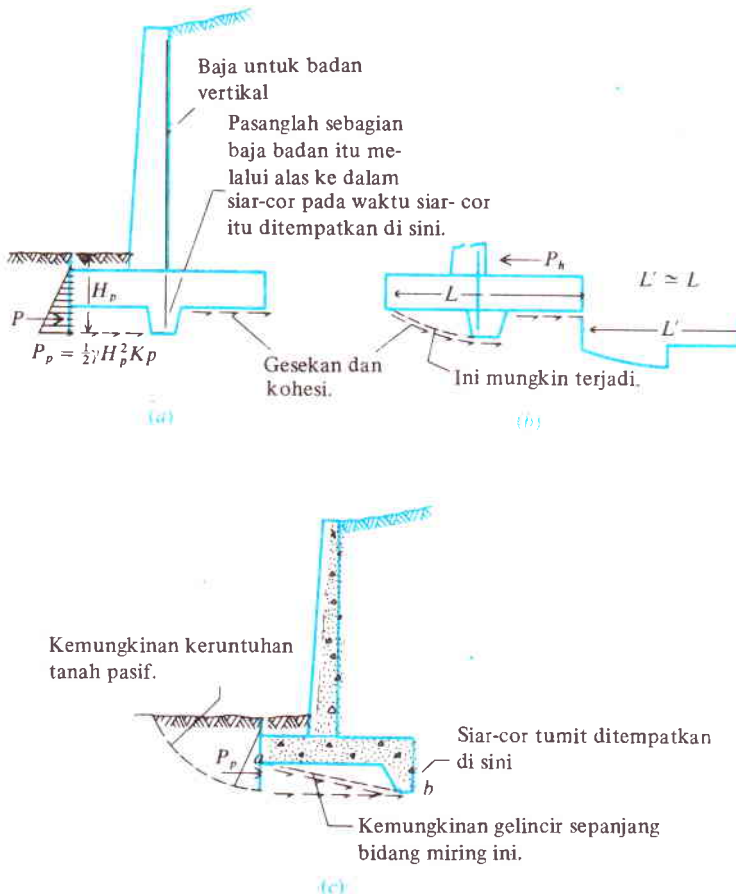
Kedalaman tak tentu itu mungkin sampai ke puncak alas atau mungkin bagian atas $0,3^+$ m tergantung kepada penaksiran perancang tentang berapa banyak tanah yang akan dibiarkan di tempat menutupi jari dari dinding itu. Perhatikan bahwa sebagian dari tanah ini merupakan urugan-balik dan harus dipampatkan dengan cermat pada waktu digantikan karena kalau tidak demikian maka tidak akan berkembang tahanan pasif sepenuhnya sampai dinding tersebut menggelincir begitu jauh ke depan sehingga "ambruk".

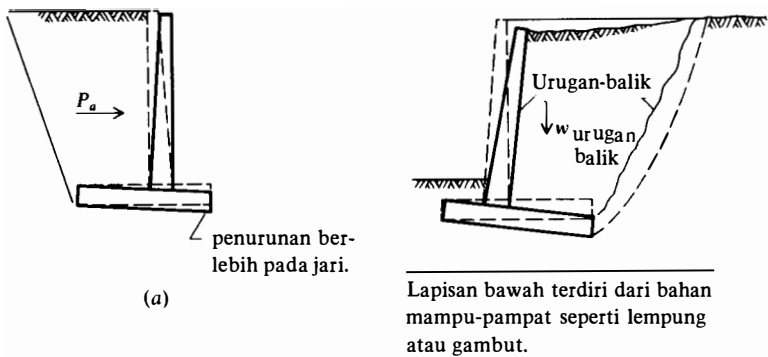
Siar-cor Alas

Pada tempat dimana tidak mungkin tercapai kestabilan gelincir memadai, — biasanya untuk dinding dengan H tinggi — biasanya dipakai siar-cor alas seperti dilukiskan pada Gambar 12-13. Ada pendapat yang berbeda tentang lokasi terbaik dan nilai suatu siar-cor alas. Sampai diketahui bahwa kondisi-kondisi seperti pada Gambar 12-13b itu mungkin dilaksanakan, pada waktu lampau sudah menjadi praktek umum untuk menempatkan siar-cor itu di bawah badan dinding seperti pada Gambar. 12-13a. Cara ini memudahkan dari segi pandangan untuk hanya memperpanjang badan dinding melalui alas dan ke dalam siar-cor itu. Belakangan ternyata bahwa siar-cor itu lebih efektif bila dipasang seperti pada Gambar 12-13c dan kalau kita harus memakai siar-cor maka lokasi itulah yang dianjurkan oleh penulis.

Mengingat pekerjaan yang terlibat dalam pembuatan siar-cor, maka mungkin akan dipakai dinding tanah bertulang kalau dinding itu cukup tinggi sehingga memerlukan suatu siar-cor. Untuk dinding konsol yang rendah pada praktek dewasa ini tidak akan diperlukan siar-cor karena akan lebih ekonomis dengan hanya menambah ukuran alas sampai nomor/angka kestabilan N_s itu memadai.

GAMBAR 12-13 Kestabilan terhadap gelincir dengan memakai siar-cor. (a) Siar-cor alas dekat badan sehingga baja badan dinding dapat dipasang ke dalam siar; tetapi (b) permukaan gelincir dapat terjadi seperti digambarkan dimana hanya sedikit bantuan diperoleh dari pemakaian siar-cor; (c) siar-cor tumit yang menyajikan dua roda kemungkinan ambbruk (pasir dan gelincir sepanjang bidang).



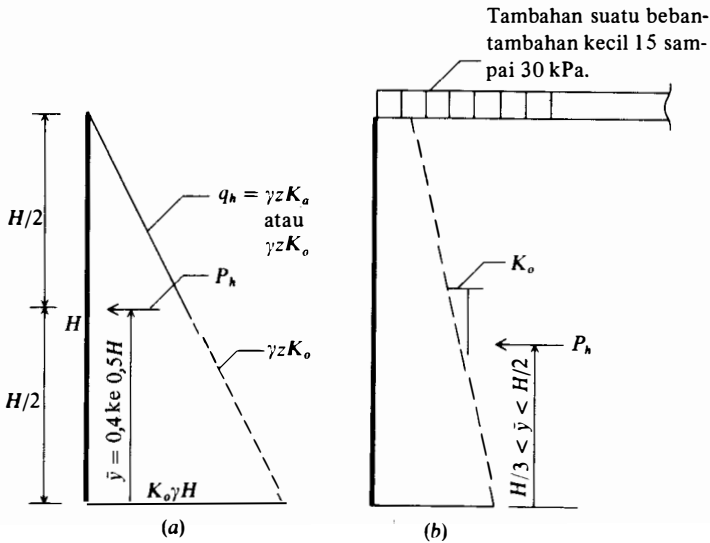


GAMBAR 12-14 Kerusakan karena penurunan (a) Jungkitan kedepan disebabkan tekanan jari yang berat; (b) penurunan dan jungkitan berlebih disebabkan urugan-balik. Yang disebut belakangan merupakan masalah potensial yang umum pada tumpuan jembatan oleh urugan tempat pendekatan.

Kemiringan Dinding

Dinding penahan beton cenderung untuk menjungkit ke depan. Pemeriksaan Gambar 12-11a menunjukkan bahwa tekanan jari itu lebih besar daripada ditumit sehingga ada kecenderungan hakiki untuk miring kedepan. Ada kalanya tanah dasar itu berkualitas buruk dan dengan penempatan urugan-balik secukupnya (khas untuk urugan pendekatan pada suatu tumpuan jembatan) maka tekanan urugan-balik tersebut hasilkan penurunan dengan efek lateral ke dalam daerah di bawah tumit sehingga dinding itu sebenarnya menjungkit kembali ke dalam urugan-balik seperti dilukiskan pada Gambar 12-14.

GAMBAR 12-15 Dua cara alternatif untuk gaya dinding lateral di mana dindingnya kaku atau dimana daerah urugan-baliknya terbatas dan/atau pemampatan akan menyebabkan tekanan lateral berkembang. Dalam (a) diagram tekanan mungkin merupakan komposit K_a dan K_0 dengan \bar{y} sembarang tercapak yang kedua-duanya mengangkat lokasi \bar{y} dan meningkatkan gaya dinding lateral P_h .



Kalau tekanan tanah aktif Rankine akan terbentuk, maka perlu bahwa dinding itu menungkit ke depan seperti dicatat dalam Bagian 11-2. Akan tetapi, ditunjukkan bahwa kalau kita mempunyai dinding vertikal tanpa lereng-curam muka, maka setiap jungkitan ke depan akan membuat dinding tersebut tampak tak-aman. Selain itu ditunjukkan pula bahwa bila urugan-balik itu terdapat pada daerah terbatas maka tidak akan terbentuk pasak Rankine. Salah satu dari keadaan-keadaan ini berarti akan membatasi jungkitan dinding (kalau mungkin). Sebagian tertentu jungkitan ini dapat diiadakan dengan merancang dinding itu untuk diagram tekanan pada Gambar 12-5 sebagai ganti diagram tekanan tanah aktif Rankine yang biasa dengan memakai $P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$. Kita dapat agak mengendalikan jungkit tersebut dengan menempatkan resultan R (dari Gambar 12-11) dekat kepada $B/2$ sehingga $e \cong n$. Dan akhirnya seperti yang telah ditunjukkan lebih awal, walaupun dengan dinding yang mempunyai ketebalan seragam, kita dapat memasang acuan-acuan dinding sehingga terdapat suatu kemiringan awal ke dalam urugan-balik

12-7 SAMBUNGAN DINDING

Praktek dewasa ini ialah menyediakan sambungan-sambungan susut pada jarak-antara sekitar 8 sampai 12 m. Sambungan ini dibentuk dengan memasang jalur sempit vertikal pada acuan badan dinding luar sehingga terbentuklah alur-alur vertikal ketika beton mengeras. Alur itu menghasilkan suatu bidang kelemahan untuk menempatkan retak tegangan yang disebabkan oleh pengerasan (pengeringan) beton atau karena susut pada suhu-suhu ekstrim sehingga penampilan dinding tetap terpelihara.

Sambungan-sambungan antara penuangan yang berturut sekarang ini tidak ditunjukkan — beton yang baru sebenarnya dicor ke atas hasil tuangan lama (biasanya hasil coran dari hari sebelumnya) dan pembuatan dinding itu dilanjutkan. Pada waktu acuannya dilepaskan, semua ketaksinambungan yang nyata/tampak dihilangkan dalam pengerjaan merapikan dinding.

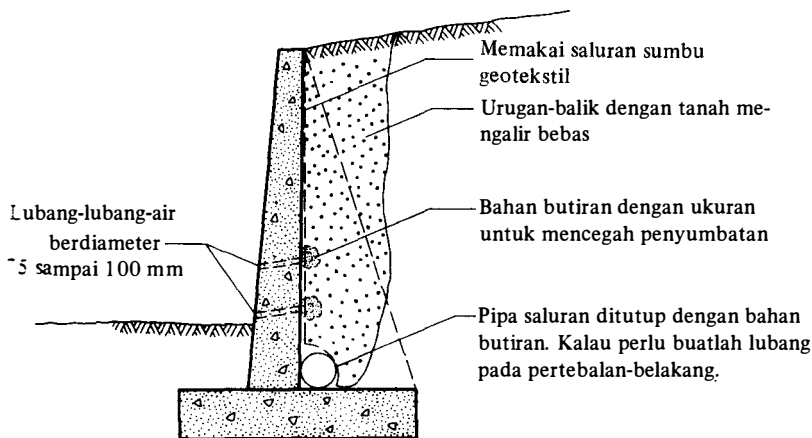
Dinding (dan bidang bangunan) yang sangat luas pada waktu lampau cenderung memakai sambungan muai vertikal pada jarak-sela antara 16 samapai 25 m. Praktek dewasa ini menyepelkan ²⁾ pemakaian sambungan muai ini karena memerlukan sambungan vertikal yang rapih dan diisi dengan perenggang berbahan aspal serta-pasak melalui sambungan dengan satu sisinya dilumasi atau disalut untuk memungkinkan pemuaian. Pemikiran dewasa ini ialah dengan tahanan geser yang besar terhadap muai/susut pada bidang-punggungan + tahanan gesek pada alas, maka sambungan itu tak-berguna. Selain itu sementara sambungan-sambungan adalah umum untuk jalan beton, jalan ini lebih terpanjang terhadap lebih banyak sinar surya daripada sebuah dinding yang terpanjang (paling lama) selama sekitar setengah hari saja.

12-8 DRAINASE DINDING

Dalam Bab 11 telah ditunjukkan bahwa lebih baik menyediakan drainase untuk urugan-balik daripada merancang dinding untuk tekanan lateral yang besar yang disebabkan oleh urugan-balik yang jenuh.

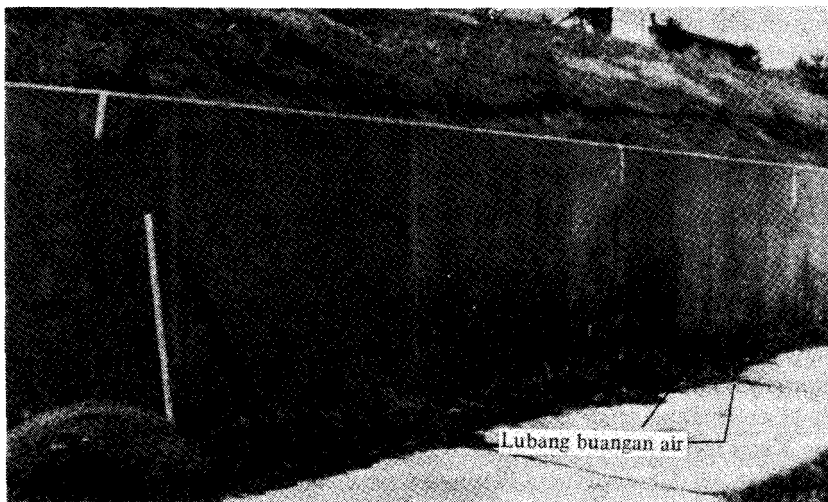
Penyaluran dapat dicapai dengan memberikan bahan yang mengalir-bebas pada bidang belakang (atau seluruh daerah Rankine) dan saluran-saluran memanjang sepanjang bidang belakang seperti pada Gambar 12-16. Secara periodik pipa-pipa saluran (berdiameter sekitar 75 sampai 100 mm) yang dinamakan "lubang buangan-air" dibuat menembus dinding untuk membawa air yang terkumpul dari pipa penampung horisontal kecuali

² Ketentuan AASHTO dalam Bagian 5.6 dewasa ini masih mengharuskan sambungan-sambungan muai pada jarak-sela yang tidak boleh lebih dari 27 m (90 kaki).



Kalau lubang-lubang buangan-air dipakai pada dinding pertebalan-belakang, paling sedikit satu lubang buangan-air harus ditempatkan di antara pertebalan-pertebalan-belakang.

- (a) Alternatif penyaliran dinding penahan dengan urugan-balik berbutir atau saluran sumbu geotekstil. Perhatikan lubang-lubang pembuangan-air (sebagai-garis atas) dapat menyebabkan pewarnaan/noda pada permukaan dinding karena oksida dalam urugan-balik. Jangan memakai pipa saluran ke arah panjang kecuali bila dapat dikosongkan dengan suatu cara.



- (b) Lubang buangan-air yang direncanakan dengan kurang baik menunjukkan kehilangan bahan urugan-balik berbutir. Tumpukan pasir pada latar depan sama sekali mengubur lubang-lubang buangan-air di latar depan. Lubang-lubang yang terletak lebih jauh dan ditandai dengan pita putih juga menunjukkan kehilangan urugan-balik. Sambungan-sambungan kakilima pada sela 5 kaki menunjukkan penjarakkan lubang-lubang buangan-air pada jarak sekitar 10 kaki. Dinding itu berumur sekitar 3 tahun. Pita-pita putih pada puncak menandai retak-retak penurunan vertikal.

GAMBAR 12-16 Drainase dinding.

air tersebut dapat terbang secara alami dari ujung dinding. Kalau alas itu tertanam jauh ke dalam tanah maka hanya praktis untuk memakai lubang-lubang buangan-air yang dipasang dekat ke permukaan tanah di depan tanah untuk mengalirkan urugan-balik pada ketinggian itu. Di bawah ketinggian ini tanahnya akan menjadi jenuh pada kedua sisi dan tekanan hidrostatiknya akan membatalkan dan tidak akan sangat memberatkan.

Masalah paling utama dengan setiap sistem drainase ialah menyediakan suatu jenis bahan pengisi di sekitar tempat masuk pada sisi urugan-balik sehingga tidak terjadi kehilangan bahan-isian halus. Kita dapat memakai suatu bahan sumbu geotekstil berpori sepanjang permukaan vertikal dari dinding dan menutupi lubang-lubang buangan air. Cara ini memungkinkan air untuk menembus geotekstil dan bergerak vertikal (dan horisontal) ke lubang buang-air sementara mencegah kehilangan sebagian besar bahan halus yang diperlihatkan dalam Gambar 12-16b.

Kalau tidak memakai geotekstil, kita harus memakai kerikil sangat kasar yang berdekatan dengan lubang-lubang buangan-air (dan di sekitar saluran penghimpun horisontal) yang secara berangsur ukurannya mengecil kepada ukuran saringan urugan-balik. Kalau hanya memakai pasir kasar maka bahan itu hampir selamanya akan tercuci habis lewat lubang-lubang buangan-air setelah beberapa kali hujan lebat. Lagi-lagi di sini pengawasan bersifat kritis karena jauh lebih mudah (dan lebih murah) untuk gampangnya menimbun pasir di belakang dinding tanpa menghiraukan bahwa pasir tersebut akan tergelincir habis lewat lubang-lubang buangan-air daripada menimbun pasir, mencari tempat lubang buangan-air dan mengurugnya dengan kerikil, kemudian dilanjutkan dengan pasir, dan seterusnya

12-9 SIFAT TANAH UNTUK DINDING PENAHAN

Sudah terbukti bahwa kita akan memerlukan parameter pengurangan-balik γ dan ϕ untuk menghitung tekanan tanah. Adalah mutlak bahwa paling tidak pada daerah yang terbatas di belakang dinding akan dipakai urugan-balik yang berbutir.

Sebagaimana dicatat sebelumnya (dan ditunjukkan pada Gambar 12-15) kita dapat memakai K_0 untuk semua atau sebagian dinding. Di sini K_0 dihitung seperti pada Bab 2 dengan memakai

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Adalah biasa untuk secara konservatif memperkirakan parameter urugan-balik sebagai

$$\phi = 30 \text{ sampai } 36^\circ \text{ (tetapi biasanya sekitar } 32 \text{ sampai } 34^\circ)$$

$$\gamma = 16,5 \text{ hingga } 17,5 \text{ kN/m (105 sampai 110 pcf).}$$

Tanah aslinya (di mana akan digali secara vertikal untuk membuat rongga untuk dinding) harus mempunyai nilai-nilai untuk ϕ , γ , dan kohesi. Nilai-nilai terbaik dicapai dengan memakai uji geser langsung atau geser sederhana langsung karena suatu dinding penahan merupakan kasus regangan bidang. Sudah biasa untuk memakai nilai-nilai uni tak tetsalur kalau melakukan uji laboratorium. Parameter tanah dasar ϕ , γ , dan kohesi harus juga diperoleh seperti untuk tanah asli di belakang dinding dan cara serupa juga berlaku untuk nilai-nilai regangan bidang. Nilai-nilai tanah dasar diperlukan untuk menghitung daya dukung dinding (dinding penahan atau dinding dari tanah bertulang).

Akan tetapi sudah menjadi praktek umum untuk mendapatkan $S_u = q_u/2$ untuk setiap tanah kohensif di mana q_u diperoleh seperti dijelaskan secara garis besar dalam Bab 3 dari data SPT dan memakai pengujian mesin pampat atau penetrometer saku (atau keduanya).

Data tanah jenis ini mempunyai sejarah keberhasilan dengan kekurangan utama (kegagalan dinding) terjadi karena penyaluran yang tidak memadai pada daerah urugan-balik sehingga berkembanglah tekanan hidrostatik yang besar dan/atau bersama-sama dengan

kejenuhan pada tanah dasar sehingga S_u menurun karena perlunakan yang terjadi karena penjenjutan tanah kohesif.

12-10 PERTIMBANGAN UMUM PADA PERANCANGAN DINDING PENAHAN BETON

Dinding penahan dapat dirancang untuk kasus tekanan tanah aktif dimana dinding itu cukup lentur sehingga akan cukup berputar untuk memungkinkan terbentuknya pasak tekanan tanah aktif. Dalam kasus lain, dinding itu harus dirancang untuk tekanan tanah perkiraan yang mungkin berkembang. Tampaknya tekanan yang disebabkan penampatan secara wajar dapat diperhitungkan dengan memakai K_0 daripada K_a atau suatu kombinasi antara K_0 dengan suatu beban tambah khayal seperti dinyatakan pada Gambar 12-15.

Ada pendapat bahwa tekanan tanah aktif itu cocok untuk semua dinding karena suatu kerusakan badan dinding selamanya melibatkan gerak yang cukup untuk memulai pembentukan pasak tekanan tanah aktif. Akan tetapi pendapat yang lebih konservatif mempertahankan bahwa hal ini tak selamanya dapat terjadi — khususnya untuk dinding dimana daerah urugan-baliknya seperti Gambar 11-12b — dan untuk dinding yang sangat kaku. Gambar 11-12b merupakan keadaan umum untuk dinding ruang bawah-tanah dan untuk beberapa tumpuan jembatan. Pada salah satu dari kasus-kasus ini kita tidak menghendaki pembelokan (lendutan) berlebih yang menghasilkan tekanan tanah aktif.

Untuk keadaan-keadaan dimana tekanan tanah aktif tidak terbentuk atau dimana pasak aktif Rankine dapat terbentuk maka mungkin sekali hal itu hanya terjadi pada bagian atas dinding sedangkan bagian bawahnya (kira-kira seperempatnya) agak terkekang oleh alas dan dari faktor-faktor lain sehingga pasak Rankine tidak terbentuk sepenuhnya. Dinding-dinding berinstrumen skala penuh yang dilaporkan oleh Coyle dan lawan-lawan (1972) serta oleh Prescott dan lawan (1973 secara konsisten mengukur tekanan tanah terukur pada bagian bawah dinding yang ternyata lebih tinggi daripada nilai-nilai aktif Rankine atau Coulomb. Beberapa pengukuran tekanan ada yang mencapai dua-setengah kali nilai-nilai "teoretisnya". Suatu survai luas tentang pemampatan yang memberikan tekanan dan metode-metode analisis pernah diberikan oleh Ingold (1979).

Akhirnya perhatikanlah bahwa kalau sebuah dinding penahan itu diurug-balik dengan bahan kohesif dan dimampatkan, maka akan berkembang tekanan lateral yang sangat tinggi. Hal ini tak dapat diprakirakan oleh persamaan tekanan tanah Rankine atau Coulomb ataupun oleh Persamaan (2-42) maupun yang sejenis. Namun demikian, dinding-dinding pernah dibangun dengan cara ini sehingga tanah pada tapak dapat dipakai untuk urugan-balik. Dalam kasus ini penulis menyarankan:

1. Pakailah faktor pengaman besar untuk tekanan lateral—mungkin 3 atau lebih.
2. Selidikilah dengan seksama berat satuan yang mungkin dengan mempertimbangkan bahwa tanah kohesif yang menjadi hampir jenuh itu sangat berat dan dibarengi oleh suatu pengurangan pada ϕ .
3. Lakukanlah pemeriksaan lapangan yang cukup sehingga pengurug-balik dapat dihentikan kalau suatu keadaan gawat (jungkit, gerak menyamping, dan sebagainya) mulai tampak pada dinding itu.

Dinding pada umumnya dirancang memakai ACI 318 yang diwasa ini menganjurkan suatu faktor muatan sebesar 1,7 untuk tekanan tanah lateral (ACI Bagian 9,2); akan tetapi, pembaca harus ingat bahwa nilai-nilai ketentuan itu ialah minimum. Penulis menyarankan bahwa nilai sebesar 2,0 adalah lebih realistis dengan memperhitungkan bahwa parameter-parameter tanah itu mungkin hanyalah perkiraan (diharapkan konservatif.).

12-11 DAYA DUKUNG YANG DIIZINKAN

Kestabilan alas terhadap suatu kerusakan daya dukung dicapai dengan memakai faktor keamanan yang cocok dengan daya dukung puncak yang dihitung dimana faktor keamanannya biasanya diambil sebagai 2,0 untuk tanah berbutir dan sebagai 3,0 untuk tanah kohesif.

Tekanan tanah yang diizinkan dapat dihitung dengan memakai persamaan daya dukung berikut (dari Tabel 4-1) dengan faktor bentuknya dihilangkan:

$$q_{\text{puncak}} = cN_c d_c i_c + \bar{q} N_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

di mana d_i = faktor kedalaman dan i_i = faktor kemiringan yang didasarkan atas kemiringan beban karena kita mempunyai muatan horisontal maupun beban vertikal. Disarankan agar faktor-faktor kemiringan. Hansen dari Tabel 4-5 digunakan, tetapi dengan eksponen 2 untuk i_g dan 3 untuk i_γ sebagai pengganti 5 pada tabel itu. Hal ini agak kurang konservatif daripada memakai 5 (tetapi Hansen mula-mula memakai 2 dan kemudian ditingkatkan menjadi 5 pada rujukan tahun 1970). Hal ini kira-kira sama seperti memakai eksponen m dari Veisc (dan $m + 1$) untuk faktor kemiringan pada tabel itu. Hal ini agak dapat dibenarkan atas dasar bahwa telapak dinding itu mempunyai kedalaman pembenaman yang jauh dan tekanan tanah di depan dinding itu diabaikan dalam menghitung gaya horisontal H untuk faktor kemiringan. Faktor bentuk tidak dipakai karena telapak dinding itu digolongkan sebagai suatu jalur sehingga semua $S_i = 1$.

Kedalaman alas D haruslah cukup untuk menempatkan telapak dibawah daerah musim dalam kelengasan dan tanah beku. Telapak tersebut juga harus cukup stabil terhadap pengikisan/erosi dan menenggang penengangan daya dukung dan ketahanan gelincir yang cukup.

Tekanan tanah sebenarnya dihitung sebagai untuk suatu telapak kaku dengan menggunakan distribusi tekanan linear sebesar

$$q = \frac{R}{B} \pm \frac{6Re}{B} \leq q_a$$

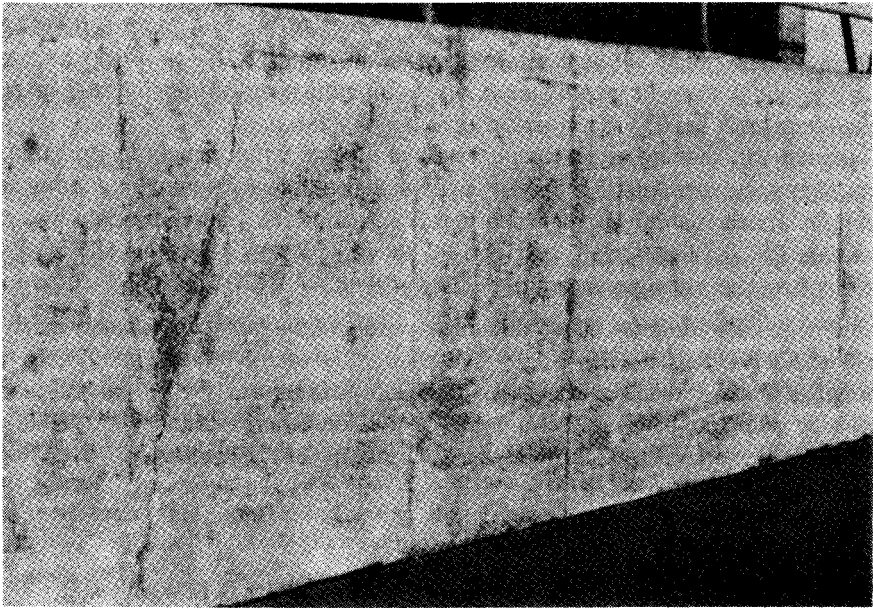
di mana R , B , dan e ditentukan atas Gambar 12-11b. Persamaan ini berlaku sepanjang $e \leq L/6$ dan, seperti telah dicatat sebelumnya, lebar alas B harus ditambah sampai eksentrisitasnya berada dalam sepertiga tengah sehingga tidak ada tekanan diferensial yang besar di antara jari dan tumit sehingga menyebabkan jungkit.

Pada waktu tanahnya mempunyai daya dukung rendah dan /atau tidak praktis untuk memakai pelat alas yang lebih lebar maka perlu untuk memakai pondasi tiang pancang untuk mendukung pelat alas yang pada gilirannya mendukung dinding itu. Cara ini merupakan bentuk umum untuk tumpuan jembatan sehingga penurunan dapat dikendalikan secara wajar pada sambungan antara urugan-pendekatan dan lantai jembatan.

12-12 PENURUNAN DINDING

Penurunan biasanya sudah lengkap pada waktu dinding rampung dimana tanah dasarnya berbutir. Kalau tanah dasarnya terdiri dari bahan jenuh dan kohesif maka penurunan konsolidasi mungkin memerlukan waktu yang lama untuk terjadi. Dalam kedua kasus penurunan diferensial antara jari dan tumit mungkin menghasilkan jungkitan dinding kalau tekanan diferensialnya besar.

Penurunan terutama merupakan masalah hanya kalau ada penambahan banyak sekali dalam urugan-balik, misalnya dalam daerah urugan-balik dari Gambar 11-12a dan b yang mewakili suatu beban baru atas tanah. Kalau daerah ini telah digali, dindingnya dibangun dan kemudian tanahnya diganti-kembali, maka akan terjadi sedikit sekali penurunan



GAMBAR 12-17 Retak-retak penurunan — tiga retakan sela sekitar 5 kaki pada bagian dinding ini — disebabkan oleh pemasangan alas di atas tanah longsor. Sambungan kakilima berjarak sela 5 kaki. Retakan dinding terbentuk sekitar 1 minggu setelah acuannya dibuka. Penopang tingkat atas mendukung tempat parkir yang kecil. Dinding ini bukan dirancang seperti dalam Contoh 12-5.

karena penggantian tanah dengan beton dalam volume dinding hanya merupakan penambahan beban yang kecil. Tekanan tanah yang baru dari mungkin 3 m urugan-balik yang tidak ada sebelumnya, bagaimana pun merupakan beban yang sangat besar yang mungkin menghasilkan penurunan jangka panjang yang sangat besar dalam tanah kohesif dan paling tidak suatu penurunan (seketika) dalam tanah dasar tak berbahaya.

Akan tetapi, keadaan yang lebih kritis ialah di mana tanah digali untuk telapak me-makai peralatan tenaga/mesin dan dasar yang kasar itu kemudian ditutup dengan lapisan pasir yang tipis, digaruk rata dan telapaknya dicor. Cara ini hampir pasti akan menyebabkan penurunan dan retak-retak dalam dinding seperti pada Gambar. 12-17 (juga dalam Gambar 12-16b) — sering segera setelah dinding tersebut selesai. Di sini perlu dilakukan pengawasan dan keharusan untuk melakukan pemampatan dari alas yang digali dan kemudian penuangan telapak untuk menghasilkan dinding yang memuaskan.

12-13 DINDING PENAHAN DENGAN TINGGI BERVARIASI; TUMPUAN DAN DINDING SAYAP-TUMPU

Jarang terdapat dinding penahan panjang dengan ketinggian konstan kecuali mungkin bila dipakai pada bangunan hidrolis. Analisis konvensional mengamati ketinggian konstan pada suatu lajur lebar satuan. Adalah logis bahwa dimana tinggi dinding tersebut bervariasi maka akan berkembang kondisi regangan tanpa bidang dan puntiran dinding. Untuk kondisi biasa dimana perubahan tinggi dinding itu berubah secara berangsur, dan menggunakan lereng seragam, maka dinding itu dirancang-lebih secukupnya untuk menyerap

puntir baik karena ketebalan dinding ditahan secara konstan maupun karena suhu dan kebutuhan baja untuk berkerut akan mendukung sebagian momen puntir itu. Pada tempat-tempat dimana terjadi perubahan mendadak dalam ketinggian dinding maka kita mungkin harus meningkatkan baja/penulangan susut dan suhu guna memperhitungkan puntir tambahan (dan lebih besar) yang mungkin akan terjadi

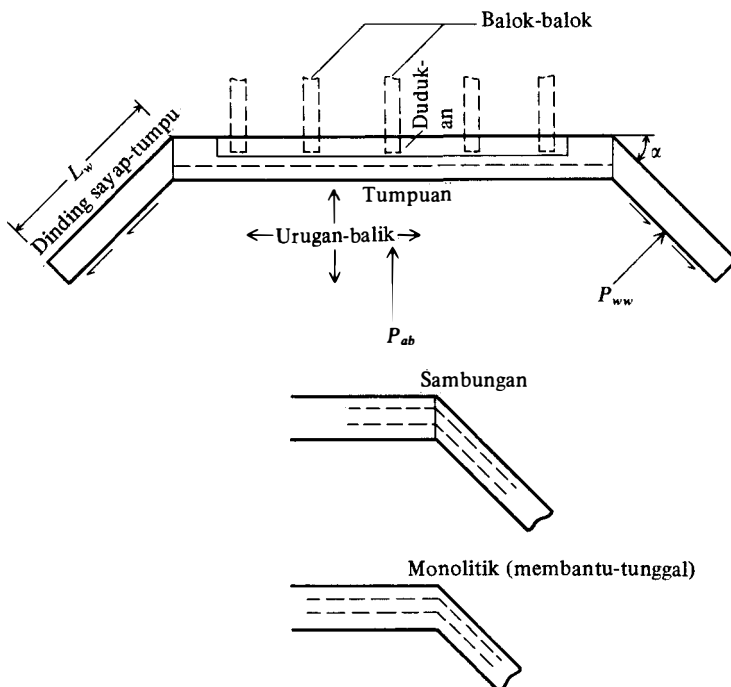
Tumpuan dan dinding sayap-tumpu biasanya dipakai untuk bangunan jembatan. Dewasa ini hanya terdapat sedikit pedoman tentang perancangan suku-suku ini. Pertimbangan perancangan utama ialah untuk memakai suatu tekanan tanah yang didasarkan atas suatu cairan setara (γK_a) yang tidak kurang dari 30 pcf (4,75 kN/m³) dalam AASHTO Bagian 3-20. Ketentuan-ketentuan perancangan disajikan dalam AASHTO Bagian 7-4 yaitu:

1. Dinding-dinding tumpuan harus dirancang untuk tahan terhadap tekanan tanah menurut AASHTO Bagian 3-20.
2. Tumpuan harus dirancang agar aman terhadap jungkitan di sekitar jari telapak dan terhadap gelinciran pada alas, serta untuk daya dukung yang aman.
3. Urugan-balik vertikal meliputi alas dapat dianggap sebagai bagian dari berat efektif tumpuan itu.

Untuk dinding sayap-tumpu ketentuan-ketentuannya ialah:

1. Harus cukup panjang untuk menekan tanggul/peninggian tanah lintasan jalan.
2. Batangan penulangan atau profil canai yang cocok harus dipasang pada jarak-jarak melintang di atas sambungan antara dinding sayap-tumpu dan tumpuan untuk mengikat keduanya bersama. Batang-batang itu harus diperpanjang secukupnya untuk membentuk ikatan buat kekuatan batangnya dan bervariasi panjangnya sehingga tidak akan terbentuk bidang yang lemah secara vertikal.

GAMBAR 12-18 Tekanan tanah dan metode konstruksi untuk tumpuan jembatan dan dinding sayap-tumpu. Pada waktu tumpuan berjungkit ke depan maka terjadilah gesekan atas dinding sayap-tumpu seperti yang diperlihatkan kalau dinding itu terpasang kaku.



Dari kejadian seksama tentang spesifikasi AASHTO tampak bahwa kita merancang tumpuan dan dinding sayap-tumpu itu sebagai konsol atau dinding penahan (gravitas) dengan memperhitungkan dalam tumpunan itu untuk kedudukan jembatan (lihat Gambar 12-8f) yang mungkin menerapkan dorongan horisontal, suatu bobot vertikal dan di manaudukannya tak-sentris harus diterapkan suatu momen puncak yang ditambahkan pada tekanan tanah lateral.

Dinding sayap-tumpu tampaknya dirancang dengan mudahnya sebagai dinding penahan berkonsol.

Mungkin ada pertanyaan beberapa besar daya rencangan (geser, tegangan, dan momen) yang dihasilkan pada sambungan dinding sayap-tumpu dan tumpuan, akan tetapi, spesifikasi AASHTO lebih lanjut menyatakan: "Kalau tidak dipakai batang-batang (penulangan), maka sebuah sambungan muai harus diperlengkapi dan dinding sayap-tumpu itu harus disiar-corkan ke dalam badan dari tumpuan." Berdasarkan hal ini pada penulis spesifikasi beranggapan bahwa terdapat peralihan daya yang sangat kecil.

Dari pemeriksaan atas Gambar 12-18 akan tampak bahwa bila dinding menopang gaya P_{ab} dan P_{ww} maka pada kenyataannya hanya sedikit yang harus didukung oleh sambungan dan penulangan untuk sudut dan suhu (atau suatu penaksiran sejenis) akan memadai.

Satu-satunya nilai yang tampaknya kurang konservatif ialah nilai "cairan setara" sebesar 30 pcf. Dalam daerah urugan-balik yang terbatas dan ditentukan oleh sebuah tumpuan dan dinding sayap-tumpu yang dipampatkan, tampaknya suatu nilai sebesar 50 sampai 75 pcf sebagai minimum adalah cocok. Untuk tanah dengan $\gamma = 110$ pcf cairan setara itu didasarkan pada K_a sebesar

$$K_a = \frac{30}{110} = 0,273 \rightarrow \phi \cong 35^\circ$$

Untuk suatu kasus K_0 maka

$$K_0 = 1 - \sin 35 = 0,426$$

dan cairan setaranya adalah

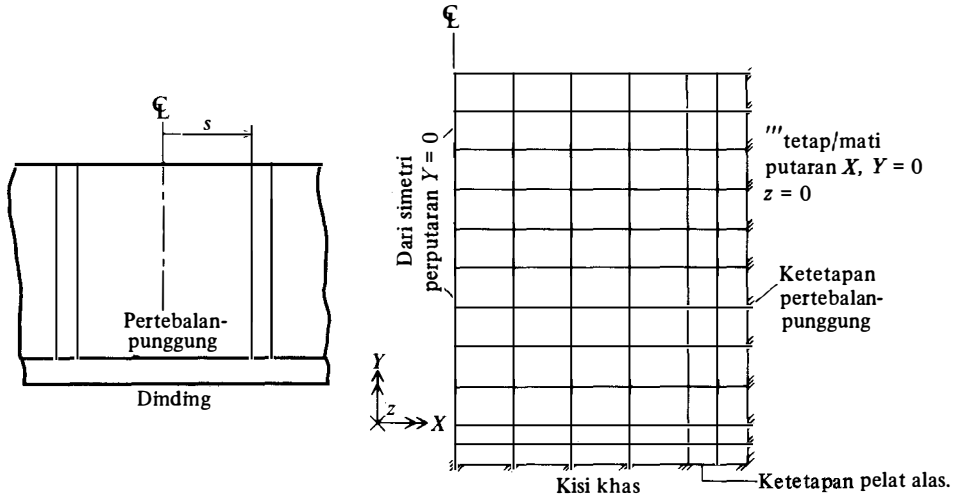
$$0,110 (0,426) = 47 \text{ pcf (katakanlah 50 pcf)}$$

Seperti yang pernah dicatat sebelumnya, dengan tegangan-tegangan yang disebabkan pampatan dalam daerah terbatas keadaan ini mungkin bukan tak-realistis untuk tekanan perancangan daripada 30 pcf — sebagai minimum menurut spesifikasi — tetapi nilai-nilai minimum itu sering hanya nilai-nilai rancangan.

Faktor utama yang menunjukkan bahwa minimum 30 pcf itu mungkin terlalu rendah ialah bahwa dalam daerah terbatas yang ditentukan oleh tumpuan dan dinding sayap-tumpu itu, kondisi-kondisi regangan bidang seperti yang disebut dalam teori tekanan tanah Rankine/Coulomb itu tidaklah terlalu mungkin akan terjadi. Keadaannya lebih banyak suatu keadaan triaksial yang membuat analisis dinding itu agak tak-menentu sehingga suatu tekanan dinding yang lebih konservatif adalah cocok untuk diimbangi.

12-14 DINDING PENAHAN PERTEBALAN-BELAKANG

Sebelum tanah bertulang, pada waktu dinding penahan berkonsol itu mencapai ketinggian sekitar 6 m maka akan lebih ekonomis untuk mempertimbangkan sebuah dinding pertebalan-belakang. Mungkin terdapat kejadian yang jarang dimana hal ini merupakan pemecahan yang praktis dan ekonomis sehingga elemen-elemen dasar rancangan dinding pertebalan-punggung itu disajikan di sini.



GAMBAR 12-19 Denah khas untuk pemakaian program anyaman (rakit) berat (mat) guna memecahkan soal pelat yang dimatikan pada tiga sisi. Perhatikan pemakaian jarak-sela kisi lebih rapat pada sisi-sisi tetap untuk mengembangkan lengkungan pelat dengan lebih baik.

Ukuran-ukuran alas pertebalan-punggung itu cenderung untuk berkisar antara 0,5 sampai 0,7H seperti untuk dinding konsol dan dengan cara serupa maka ukuran-ukuran jari dan tumit disajikan pada Gambar 12-10. Jarak-sela pertebalan-punggung itu umumnya berkisar dengan besaran antara 0,3 sampai 0,5H dan pertebalan-punggungnya mempunyai besaran tebal 300 mm sehingga penulangan (seperti suatu balok-T) dapat dipasang dengan tutupan bebas 75 mm pada masing-masing sisi. Pelat dinding percobaan (atau badan dinding) ukurannya dapat ditaksir seperti untuk badan-dinding konsol.

Perancangan dimulai dengan memilih ukuran-ukuran percobaan dan membuat analisis tentang jenis dinding penahan untuk penjurkitan, gelincir, dan daya dukung. Pada waktu proporsi ini sudah kira-kira memadai maka perancangan dapat dilanjutkan.

Dinding pertebalan-punggung itu paling tidak untuk sebagian merupakan sebuah pelat yang terjepit pada tiga sisi dan kita dapat menaksir suatu pemecahan dengan cara itu. Pada kenyataannya, praktek modern dan ketersediaan luas peralatan komputer dan program-program komputer (seperti program rakit pada Lamp. B) hampir mengharuskan metode analisis ini. Hal ini khususnya benar pada waktu memperhitungkan bahwa suatu dinding pertebalan-punggung itu teramat mahal.

Suatu analisis komputer mengkisikan rakit tersebut sebagai suatu pelat yang terjepit pada tiga sisi seperti tampak pada Gambar 12-19. Dari hasil keluaran elemen maka kita dapat memperoleh gesernya pada titik-titik simpul untuk analisis jenis balok lebar untuk mengecek ketebalan, dan dari momen-momen pada simpulnya kita dapat memilih penulangan yang diperlukan. Pada tahap ini mungkin dibutuhkan beberapa percobaan untuk agak mengoptimalkan tebal badan dindingnya.

Dari geseran pada simbol-simbol pertebalan-punggung itu kita dapat merancang penulangan untuk pemasangan pertebalan itu terhadap dindingnya.

Suatu analisis tentang pelat-terjepit-pada-tiga-sisi dapat dilakukan untuk bagian tumitnya. Jarinya adalah sejenis dengan dinding penahan konsol dan tidak memerlukan suatu analisis komputer.

Pertebalan-punggung itu dianalisis sebagai balok-T dengan penulangan secukupnya untuk menahan tegangan antara pertebalan-punggung dan tumit serta penulangan tegangan untuk menahan tegangan antara badan-dinding dan pertebalan-punggungnya. Tegangan-tegangan itu didapat dari geseran-geseran simpul berdasarkan pembingkaihan elemen ke dalam simpulnya.

12-15 DINDING PONDASI ATAU RUANG BAWAH-TANAH; DINDING UNTUK KONSTRUKSI PERUMAHAN

Dinding untuk pondasi bangunan, dan dinding ruang bawah-tanah baik untuk konstruksi perumahan maupun bangunan-bangunan yang lebih besar memerlukan pertimbangan perancangan yang sama. Secara normal dinding-dinding ini diurug-balik dengan segala bahan yang tersedia ditapak dan dalam daerah urugan-balik yang sangat terbatas. Puncak-puncak dinding ini biasanya dikekang terhadap gerak lateral sehingga tidak terlalu banyak kemungkinan akan adanya kondisi tekanan-aktif. Kalau tercapai kondisi tekanan-aktif, dan khususnya bila urugan-balik itu kohesif, maka besar kemungkinan bahwa perubahan bentuk dinding lateral itu akan tampak. Oleh sebab itu maka koefisien tekanan-lateral itu harus diambil untuk kondisi K_0 . Perancangan struktur akan berlangsung seperti untuk jenis-jenis dinding penahan yang lain.

Urugan-balik untuk ruang bawah-tanah perumahan harus ditempatkan dengan cermat dan bermutu baik serta lebih disukai bila berbutir. Dinding tersebut harus dilengkapi dengan penyaluran batas-luar yang dipasang pada telapak dinding. Jenis konstruksi ini akan menjamin suatu ruang bawah-tanah yang kering dan akan lebih ekonomis daripada harus mengeringkan ruang bawah-tanah itu dengan menggali keluar dan menggantikan bahan urugan dan/atau memasang suatu penyaluran pada batas-luar di kemudian hari. Akan tetapi, untuk kebanyakan konstruksi perumahan, urugan-balik untuk dinding itu terdiri dari segala bahan yang tersedia — biasanya bahan yang tergali dari tempat untuk ruang bawah-tanah dan termasuk sejumlah besar potongan-potongan kayu dari kerangka bangunan dan bahan lain yang tersisa. Urugan-balik itu jarang dipampatkan; akan tetapi, karena banyak dinding ruang bawah-tanah itu tidak dirancang dan terdiri dari balok-balok beton dengan adukan, maka tekanan tanah lateral yang dapat ditahannya agak rendah. Tidak jarang tampak dinding yang ditopang pada tempatnya dalam sub-sub bagian yang sedang dibangun, setelah hujan lebat telah menjadi padat dan menjenuhkan urugan-balik yang kohesif. Tidak pernah mungkin untuk mendorong kembali dinding ketempatnya semula, sehingga banyak dinding ruang bawah-tanah tetap menggembung secara permanen. Ulasan tersebut dibuat oleh penulis tentang praktek-praktek konstruksi yang tercela—tetapi biasa ditemukan. Sudah pasti cara-cara tersebut tidak dianjurkan karena dinding ruang bawah-tanah perumahan (dan lainnya) harus diurug-balik dengan bahan berbutir yang bermutu seperti setiap dinding penahan lainnya.

12-16 CONTOH DINDING PENAHAN BERKONSOL

Beberapa gagasan yang telah dibahas sekarang akan dimasukkan ke dalam tiga contoh sebagai penggambaran.

Kestabilan Putaran

Contoh ini menggambarkan suatu metode untuk menganalisis kestabilan putaran suatu dinding dimana mungkin terjadi suatu kerusakan alas yang tidak ditunjukkan oleh daya dukung. Prosedur ini memakai metode "lingkaran percobaan" seperti yang dipakai untuk analisis kestabilan lereng pada pelajaran mekanika tanah tingkat permulaan [lihat Bowles (1984) Bab 16] sebagai berikut:

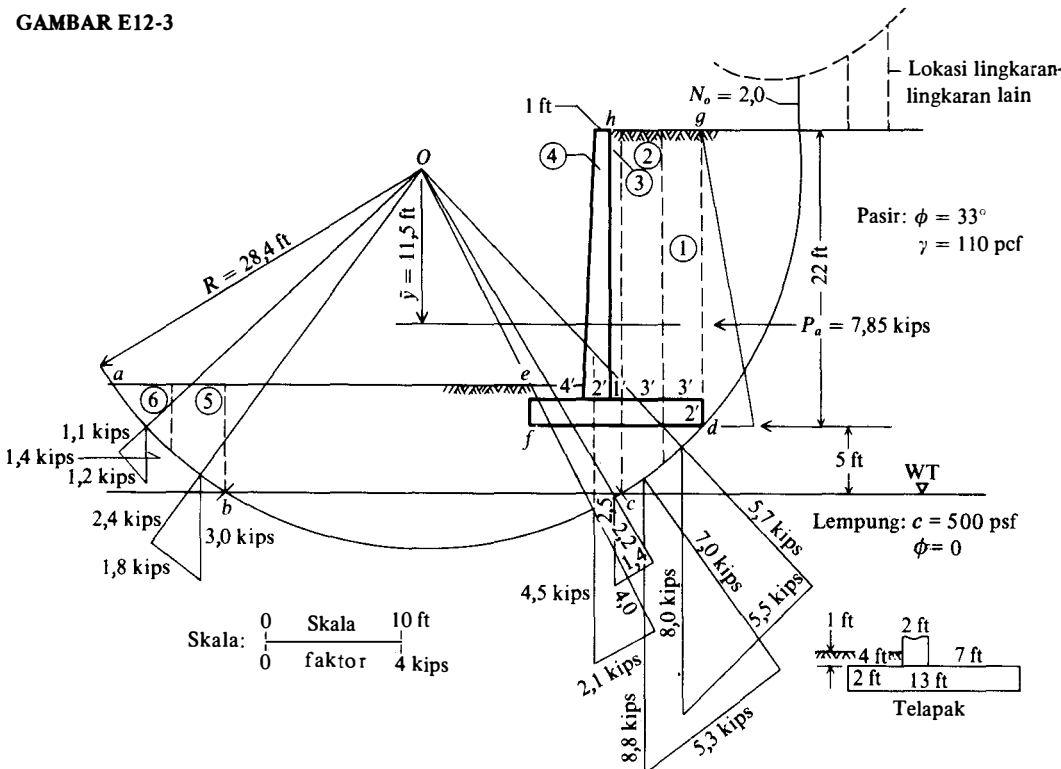
1. Gambarkan susunan dinding-tanah dan pelapisan tanah menurut skala yang memudahkan (dan besar).
2. Buatlah lingkaran melewati titik tumit dengan radius yang cukup untuk menembus semua lapisan bawah yang lunak.
3. Hitung semua gaya yang bekerja terhadap bidang vertikal lewat titik tumit dan lengan momen yang berkaitan dengan pusat lingkaran percobaan.
4. Bagilah lingkaran percobaan itu menjadi sejumlah pangsa dan hitunglah berat masing-masing pangsa, gesekan dan kohesi komponen yang bekerja atas alas masing-masing pangsa percobaan. Hitung juga komponen tangensial atau komponen "pendorong".
5. Buatlah penjumlahan momen di sekitar pusat lingkaran untuk mendapatkan nomor/angka kestabilan N_o sebagai

$$N_o = \frac{\sum M_r}{\sum M_o}$$

6. Buatlah beberapa percobaan sehingga didapatkan N_o yang minimum. Kalau angka ini terlalu kecil (katakanlah hanya sekitar 1,0 sampai 1,1 atau 1,15) anda mungkin harus membuat revisi dalam ukuran dinding, memakai tiang panjang, atau memasang alasnya pada kedalaman yang lebih jauh.

Pada umumnya kita harus memakai program komputer untuk kestabilan lereng [seperti pada Bowles (1974a)] yang secara khusus telah dimodifikasi untuk jenis analisis ini sehingga sejumlah besar lingkaran percobaan dapat dianalisis. Perhatikanlah bahwa meski yang diperlihatkan adalah dinding penahan berkonsol, tetapi analisis ini dapat diterapkan juga pada dinding tanah bertulang.

GAMBAR E12-3



TABEL E12-3

Segmen	Robot segmen, kips	N, kips	T, kips
1	$3(21,5)(0,110) + 2(3)(0,15) = 8,0$	5,7	5,5
2	$3(24)(0,110) + 2(3)(0,15) = 8,8$	7,0	5,3
3	$1(20)(0,110) + 1(2)(0,15) = 2,5$	2,2	1,4
4	$1,5(20)(0,15) = 4,5$	4,0	2,1
5	$6,8(4)(0,110) = 3,0$	2,4	-1,8
6	$(2,6)(4,8)(0,110) = 1,4$	1,1	-1,2
		$\sum N = 22,4$	$\sum T = 11,3$

Contoh 12-3. Untuk dinding penahan yang diperlihatkan dalam Gambar E12-3 yang menutupi suatu endapan lempung lunak, tentukanlah N_0 minimum (atau faktor keamanan) terhadap suatu kerusakan geser yang mendalam untuk sebuah lingkaran percobaan yang melintasi tumpit. Kita perhatikan bahwa dinding itu sangat tinggi untuk suatu dinding penahan beton bertulang tetapi masih ada tempat-tempat khusus di mana suatu dinding tanah bertulang itu tidak cocok. Anggaplah bahwa kasusnya demikian untuk contoh ini.

Jawaban. Gambarkanlah susunan itu menurut skala sebagaimana digariskan sebelumnya dan buatlah lingkaran percobaan yang diperlihatkan, bagilah ke dalam pangsa-pangsa (slices) seperti contoh dan hitunglah beratnya serta data lain yang dinyatakan dalam Tabel E12-3.

Karena O terpusat dalam kaitan terhadap bc , mata tidak perlu untuk membelahnya menjadi pangsa-pangsa dan carilah T . Sedikit pembetulan diterapkan untuk mencakup dinding beton pada pangsa 3 dan 4. Busur $bOc = 65^\circ = 1,134$ rad.

$$\begin{aligned} f &= \tan \phi = \tan 33^\circ = 0,65 \\ f \sum N &= 0,65(22,4) = 14,6 \text{ kips} \\ bc &= R\theta = 28,4(1,134) = 32,2 \text{ ft} \\ 1(bc)c &= 1(32,2)(0,5) = 16,1 \text{ kips} \\ R \sum T &= 28,4(11,3) = 321 \text{ ft} \cdot \text{kips} \\ P_a \bar{y} &= 11,5(7,85) = 90,2 \text{ ft} \cdot \text{kips} \end{aligned}$$

Menghitung angka kestabilan N_0

$$\begin{aligned} N_0 &= \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{(f \sum N + cbc)R}{R \sum T + P_a \bar{y}} \\ N_0 &= \frac{(14,6 + 16,1)(28,4)}{321 + 90,2} = \frac{871,9}{411,2} \\ &= 2,12 \quad (2,02 \text{ dengan memakai program komputer}) \end{aligned}$$

Lokasi-lokasi lingkaran-percobaan lainnya harus dicoba untuk mengetahui apakah suatu N_0 yang lebih kecil dapat diperoleh F minimum = 1,0 (komputer) ditemukan pada 6 kaki ke sebelah kanan dan segaris dengan titik O .

Untuk memecahkan soal a. b. ini telah digunakan program komputer B-27 dari Lampiran B yang direvisi dari Bowles (1974a). Dinding $efdgh$ diabaikan dan digantikan dengan suatu gaya vertikal yang setara. Tekanan tanah aktif telah dihitung dan titik

penerapannya serta kemiringannya telah ditentukan, sedangkan suatu seri lingkaran percobaan dengan koordinat x, y bervariasi untuk titik O dan pemasukan koordinat x, y yang konstan pada titik d dipakai untuk mendapatkan N_0 minimum. ////

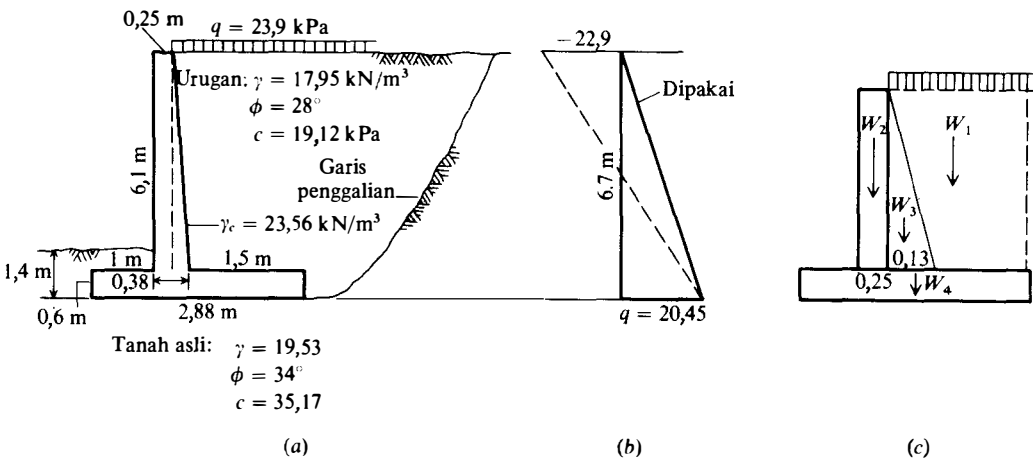
Kestabilan Dinding Penahan

Contoh berikut menggambarkan metode menganalisis suatu dinding penahan terhadap penjurkitan dan kestabilan gelincir. Pertimbangan-pertimbangan kestabilan umum diperlihatkan dalam Gambar 12-11*b*. Rincian mekaniknya melibatkan pencarian beberapa vektor bobot dan lengan momen x_1 yang terkait pada penjurkitan. Sejumlah besar pekerjaan sibuk terlihat untuk ini dan akan memudahkan (kalau anda tidak menggunakan suatu program komputer) untuk menggambarkan susunan itu pada skala yang besar dan mengukur nilai-nilai yang diperlukan.

Kita perhatikan bahwa beberapa vektor bobot yang terlihat dan kalau urugan-balik itu mempunyai sudut β serta dindingnya mempunyai lereng-curam maka perhitungan secara khusus menjadi terlibat serta perlu membuat tabulasi data sehingga kuantitasnya tidak terabaikan.

Contoh 12-4. Analisislah dinding penahan yang diperlihatkan dalam Gambar E12-4*a* untuk kestabilan penjurkitan dan gelincir. Perhatikanlah bahwa dinding ini diurug-balik dengan tanah kohesif. Lereng-curamnya terdapat pada bidang belakang seperti yang dipakai oleh beberapa departemen pengangkutan. Kebanyakan hasil-keluaran diperoleh dari pemakaian program komputer B-24. Ukuran-ukuran yang diperlihatkan telah "dioptimalkan" oleh program itu untuk memenuhi baik ketentuan kekuatan maupun ketentuan kestabilan (biasanya geser balok lebar untuk ketebalan suku dan daya dukung untuk ukuran B). Faktor muatan untuk USD diambil sebesar 1,8 (meskipun penulis menganjurkan 2,0 untuk kebanyakan kasus). Namun begitu, perhatikanlah bahwa hal ini untuk sebagian dapat dibenarkan dengan mengabaikan daerah tegangan dan memakai profil tekanan dinding seperti yang dinyatakan pada Gambar E12-4*b*.

GAMBAR E12-4



Jawaban

Langkah 1. Carilah sudut ϕ' untuk tanah tak berkohesi yang setara (lihat Gambar E12-16):

$$q = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a} = \gamma H K'_a$$

$$\text{Rankine } K_a = 0,361 \quad \text{for} \quad \phi = 28^\circ$$

$$q = 17,95(6,7)(0,361) - 2(19,12)(0,60) \\ = 43,42 - 22,97 = 20,45$$

$$K'_a = \frac{20,45}{(6,7)(17,95)} = 0,170$$

$$45 - \frac{\phi}{2} = 22,42^\circ$$

$$\phi = 45,16^\circ \quad \text{Gunakanlah } \phi' = 45^\circ \quad K'_a = 0,171$$

Nilai ϕ' dan $\gamma = 17,95$ digunakan dalam program komputer.

Langkah 2. Hitunglah P_a :

$$P_a = (0,5\gamma H^2 + qH)K'_a \\ = [0,5(17,95)(6,7)^2 + 23,90(6,7)](0,171) \\ = 96,28 \text{ kN}$$

Langkah 3. Hitunglah kestabilan jungkit. Susunlah tabel dan mengacu pada Gambar E12-4c.

Lokasi P_a berada pada \bar{y} :

$$P_a \bar{y} = M_o \\ \bar{y} = \frac{68,89(6,7/3) + 27,38(6,7/2)}{96,28} = \frac{245,58}{96,28} = 2,55 \text{ m}$$

Bagian	Berat dari bagian, kN		Lengan, m	Momen, kN, m
1	1,5(23,9) + 6,1(1,5)(17,95)	= 200,09	2,130	426,19
2	23,56(0,25)(6,1)	= 35,93	1,125	40,43
3	0,13[(6,1)(23,56 + 17,95)0,5 + 23,90]	= 19,57	1,315	25,73
4	23,56(0,6)(2,88)	= 40,71	1,440	58,62
$P_{av} \dagger = P_{ah} \tan \phi = 96,28 (\tan 28)$		= (51,2)	2,880	(147,40)
			$\sum F_v = 296,30 \text{ kN}$	$\sum M_r = 550,97$

† Abaikan kohesi dan hanya untuk penjurangan—tidak untuk $\sum F_v$ dan daya dukung.

Angka kestabilan jungkitnya (dan termasuk $P_{rata-rata}$) adalah

$$N_o = \frac{M_r}{M_o} = \frac{550,97 + 147,4}{245,58} = \frac{698,37}{245,58} = 2,85 \gg 1,5 \quad \text{Benar.}$$

Langkah 4. Hitunglah kestabilan gelincir N_s tetapi jangan memasukkan $P_{rata-rata}$. Pakailah parameter tanah dasar dan

$$c' = 0,67c = 0,67(35,17) = 23,56$$

$$\tan \phi' = \tan \phi = \tan 34^\circ = 0,675$$

$$F_r = c'B + F_v \tan \phi'$$

$$= 23,56(2,88) + 296,3(0,675) = 267,86 \text{ kN}$$

$$N_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{267,86}{96,28} = 2,78 > 2,0 \quad \text{Benar.}$$

Langkah 5. Tentukanlah tempat resultan atas dasar telapak. Dari statika badan-kaku suatu penjumlahan momen dapat diambil pada sembarang tempat. Pakailah jarinya, karena kita sudah menghitung sebagian besar momen, tetapi jangan memasukkan $P_{\text{rata-rata}}$.

$$\sum M = M_r - M_o = 550,97 - 245,58 = 305,40$$

$$X = \frac{\sum N}{\sum F_v} = \frac{305,4}{296,3} = 1,03 \text{ m dari jari}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 1,44 - 1,03 = 0,41 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2,88}{6} = 0,48 > 0,41$$

Karena itu maka resultannya berada pada sepertiga bagian tengah dari alas.

Langkah 6. Hitunglah tekanan pasif di depan dinding dan hitung kembali N_s .

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 62^\circ = 3,537$$

$$P_p = 0,5(19,53)(1,4)^2(3,537) = 67,7 \text{ kN}$$

Sekarang, bagaimana kita menerapkan P_p ?

(1) $P_p = -$ daya dorong negatif

(2) $P_p =$ daya tahanan

$$N_s = \frac{267,86}{96,28 - 67,7} = 9,37$$

$$N_s = \frac{267,86 + 67,7}{96,28} = 3,48$$

Paling sedikit ada dua cara lain untuk menghitung N_s , termasuk 267,86 yang diambil sebagai daya dorong (-) dan 96,28 dianggap sebagai daya tahan (-).

////

Rancangan Dinding Penahan

Contoh ini akan membahas perancangan lengkap suatu dinding penahan kecil. Pada umumnya, rancangan dinding itu melibatkan analisis kestabilan dan penentuan proporsi suku-sukunya (bada, jari dan tumit) untuk gaya-gaya yang bekerja padanya. Gambar 12-20 menyajikan gaya-gaya yang bekerja pada beberapa bagaian dan penampang-penampang kritis untuk geser dan momen sehingga ketebalan badan dan alas dapat ditentukan berdasarkan geser balok lebar dan dapat dihitung kebutuhan baja penulangan. Perhatikan bahwa baja momen terpasang pada bagian belakang dari badang, pada dasar dari alas untuk jari, dan pada puncak alas untuk momen tumit. Perpanjangan dengan garis terputus menunjukkan bahwa paling sedikit sebagian dari batang-batangnya harus terpasang pada seluruh

Untuk semua: $y'''' = q$

$$y''' = V = \int q \, (dx)$$

$$y'' = M = \int V \, (dx)$$

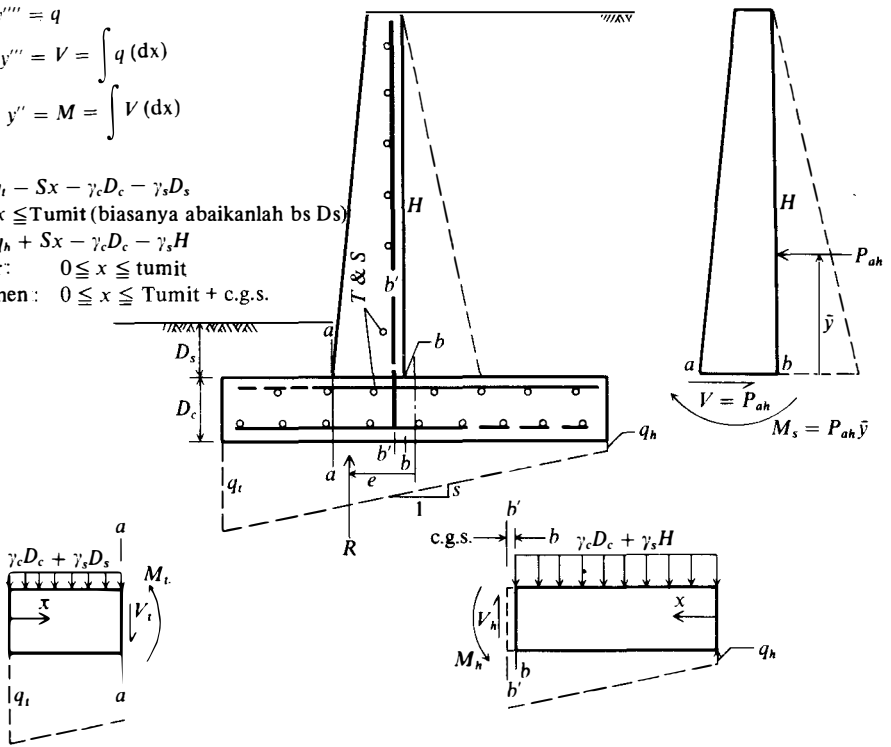
Untuk alas:

Jari: $q_{\text{jari}} = q_t - Sx - \gamma_c D_c - \gamma_s D_s$
 $0 \leq x \leq \text{Tumit}$ (biasanya abaikanlah $\gamma_s D_s$)

Tumit: $q_{\text{jari}} = q_h + Sx - \gamma_c D_c - \gamma_s H$

Geser: $0 \leq x \leq \text{tumit}$

Momen: $0 \leq x \leq \text{Tumit} + \text{c.g.s.}$



GAMBAR 12-20 Penampang-penampang kritis untuk rancangan dinding penahan. Perhatikan pemakaian persamaan diferensial untuk geser dan momen karena diagram tekanannya bervariasi secara linear.

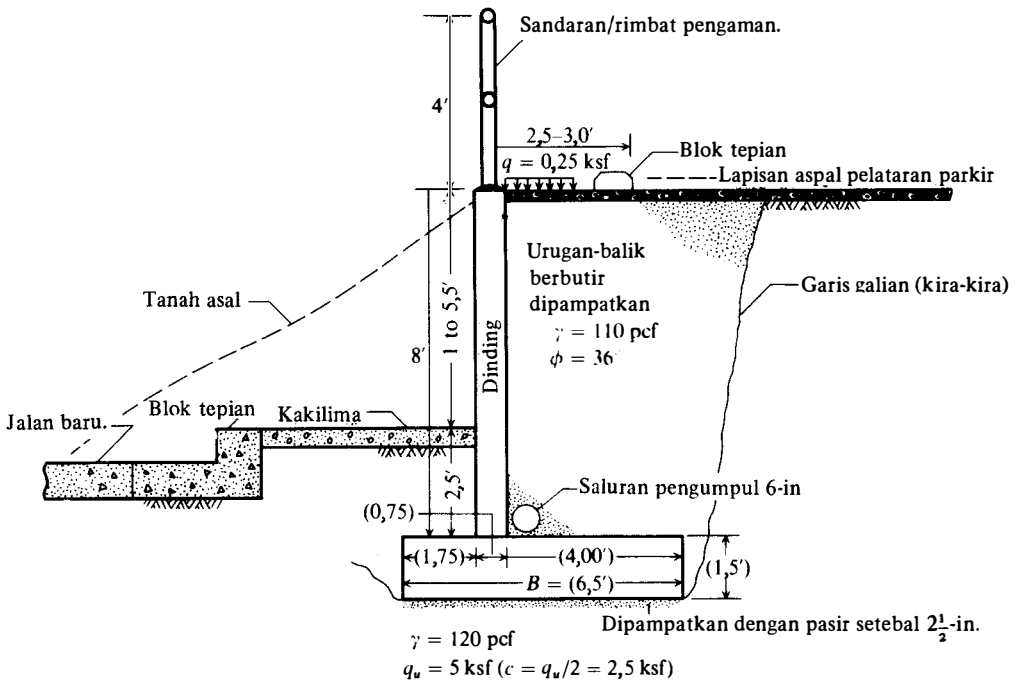
panjang melalui alasnya. Yang diperlihatkan juga ialah penulangan suhu dan penulangan susut (dianjurkan, baik diperlukan atau tidak, untuk membantu segala kemungkinan penurunan di sepanjang dinding).

Dengan dinding-dinding tinggi adalah hal yang biasa untuk menggunakan titik-titik pemutusan sepanjang badan-dinding, tetapi untuk dinding-dinding kecil maka biaya perancangan dan pemasangan ekstra itu mungkin melampaui segala penghematan dalam penulangan

Contoh 12-5. Rancanglah dinding penahan pada Gambar E12-5a untuk dukungan menyamping (lateral) tempat parkir yang sudah ada dan berbatasan dengan sebuah kakilima pada suatu proyek pelebaran jalan. Tinggi dinding itu akan berkisar dari kira-kira 1 kaki sampai 5,5 kaki di atas lereng kakilima sepanjang 302,5 kaki dinding yang diperlukan. Mengingat pembekuan dan dukungan maka alasnya akan ditempatkan pada $D = 4$ kaki. Penampang yang khas adalah seperti pada Gambar E12-5a yang juga menunjukkan kondisi-kondisi yang ada serta setelah dinding itu dibangun.

Pada umumnya kita harus mentaati spesifikasi AASHTO.

Informasi lain: Kita akan menetapkan urugan-balik dalam daerah di atas tumit seperti yang diperlihatkan dan akan dipampatkan sampai $\gamma = 110$ pcf dan diperkirakan $\phi = 36^\circ$. Tanah aslinya akan digali 2-in di bawah lereng telapak dan diurug-balik dengan $2\frac{1}{2}$ -in tanah berbutir (seperti pada urugan-balik) dan dipampatkan menurut



GAMBAR E12-5a

lereng sebelum penuangan telapak. Akan tetapi dianggap bahwa telapaknya berada di atas lempung pada analisis kestabilan karena pasirnya mungkin akan tercampur betul dengan tanah tapak.

Karena satu ujung dinding itu terpasang sedemikian rupa sehingga penyaluran dapat tercapai dengan memakai pipa pengumpul horisontal, maka penyaluran ini akan keluar lewat dinding sayap-tumpu yang menurun dari dinding penahan tersebut.

Dengan latar-belakang ini dan data tanah yang dirikan, beberapa kali pengerjaan komputer dilakukan dengan menggunakan tinggi dinding terbesar (8 kaki) untuk mendapatkan ukuran-ukuran dinding yang diperlihatkan pada Gambar E12-5a dalam tanda kurung. Data ini tampaknya masuk akal dan akan dipakai dalam langkah-langkah perancangan berikut untuk menggambarkan prosedur umum tanpa harus mengulang-ulang suatu ukuran. Sudah tentu pada praktek sesungguhnya, lembaran hasil/keluaran harus diperiksa tentang masukannya dan diperiksa setempat tentang hasilnya serta kemudian datanya baik diberikan kepada seorang juru gambar atau kepada suatu rutin rajah untuk perajahan.

Jawab. Perancangan awal mencakup pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut:

1. Gunakanlah suatu bahan tambahan sebesar 0,25 ksf untuk membuat model secara parsial dari pengerasan pelataran parkir dan beban roda dekat tepian parkir dengan dinding.
2. Abaikanlah rambat pengaman. Bobotnya per kaki panjang tak banyak berarti dan hanya sesekali mempunyai beban lateral dari orang-orang yang bersandar kepadanya. Hal ini sudah agak diperhitungkan oleh faktor beban lebih besar untuk perancangan beton dan memakai koefisien tekanan tanah yang lebih besar.
3. Gunakanlah koefisien tekanan tanah sebesar $K_a = K_0 = 1 - \sin \phi$ karena alasan-alasan dalam butir 2 di atas dan untuk memperhitungkan pemampatan yang

menyebabkan tekanan lateral serta kemungkinan bahwa tidak akan terjadi sebuah pasak aktif Rankine. Hal ini memberikan

$$K_a = 1 - \sin 36 = 0,412$$

K_a Rankine dari Tabel 11-3 adalah 0,260.

- Gunakanlah faktor beban $LF = 2$ untuk perancangan beton (ACI 318 mengizinkan 1,7 sebagai suatu minimum). Hal ini memberi kelonggaran untuk ketakpastian tambahan dalam pemampatan yang menyebabkan tekanan lateral—khususnya dekat dengan alas badan dinding.
- Secara sembarang kita akan memakai tebal dinding konstan untuk menghemat dalam biaya pengacuan. Perhatikan pula bahwa dinding itu mempunyai tinggi variabel yang berkisar dari sekitar 3,5 sampai 8 kaki sehingga tidak terlalu besar kemungkinan jungkit seperti untuk dinding yang jauh lebih tinggi.
- Kita tidak akan menentukan batang-batang penulangan khusus tetapi lebih baik menetapkan besarnya serta membiarkan kontraktor untuk memilih apakah akan memakai batang-batang penulangan (rebar) atau anyaman kawat dilas.
- Gunakanlah $f'_c = 3$ ksi dan $f_y = 60$ ksi. Sebagian departemen pengangkutan mungkin tak mengizinkan pemakaian f'_c sampai serendah 3 ksi karena lingkungan yang tak-bersahabat, tetapi kekuatan beton ini dalam hal ini dapat diterima. Dengan ulasan-ulasan ini kita sekarang melangkah untuk menganalisis dindingnya untuk memeriksa apakah hasil keluaran komputernya memuaskan.

Langkah 1. Dengan menggunakan asas dalam Bab 11, dapatkanlah profil tekanan vertikal dinding itu sebagai

$$\begin{aligned} q &= (p_o + \gamma z)K_a \\ &= (0,25 + 0,11(0)) (0,412) = 0,103 \text{ ksf (pada puncak)} \\ &= (0,25 + 0,11(8)) (0,412) = 0,466 \text{ ksf (pada badan alas).} \end{aligned}$$

Nilai-nilai ini diperlihatkan pada Gambar E12-5b.

Berdasarkan tekanan rajahkanlah gaya dinding P_a = luas diagram tekanan yang memberikan:

$$P_a = \left(\frac{a + b}{2} \right) H = \frac{0,103 + 0,466}{2} (8) = 2,274 \text{ kips}$$

Kemudian perolehan \bar{y} dengan menggunakan Persamaan (11-14) sehingga momen alas badan dinding dapat dihitung.

$$\bar{y} = \frac{H}{3} \frac{3q + \gamma H}{2q + \gamma H} = \frac{8}{3} \frac{3(0,103) + 0,11(8)}{2(0,103) + 0,11(8)} = 3,15 \text{ ft} \quad (\text{seperti diperlihatkan})$$

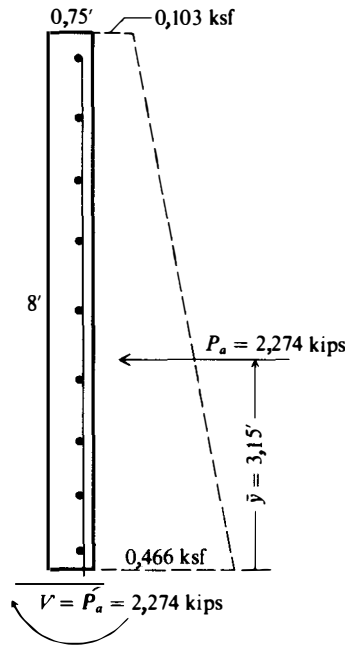
Geser badan dindingnya $V = P_a = 2,274$ kips $(\sum F_h = 0)$

momen badan dinding $M = P_a \bar{y} = 2,274(3,15) = 7,163 \text{ k} \cdot \text{ft} \quad (\sum M_{\text{alas}} = 0)$

Data ini dirangkum dalam E12-5b.

Karena kita akan memakai sejumlah baja penulangan yang konstan untuk momen berdasarkan yang terbesar, maka hanya perlu untuk menyelidiki alas badan dinding. Untuk dinding yang tinggi akan berharga untuk memeriksa titik-titik lain dan mungkin memakai titik-titik pemutusan pada kira-kira jarak-sela vertikal $H/4$ (Program komputer memeriksa titik-titik 0,1).

Langkah 2. Dengan menggunakan V dan M dari langkah-1 periksalah geser balok lebar pada alas badan dinding dan dapatkanlah banyaknya penulangan vertikal per kaki panjang dinding.



GAMBAR E12-5b $M = 2,274 \times 3,15 = 7,163 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Anggaplah tutupan bebas 3-in dan batang-batang penulangan sekitar $\frac{1}{2}$ -in diameter sehingga c.g.s. dari penulangan vertikal dari bidang belakangnya adalah

$$\text{c.g.s.} = 3 + \frac{0,5}{2} = 3,25 \text{ in (0,271 kaki)}$$

Hal ini menghasilkan kedalaman beton efektif d sebesar

$$d = D - \text{c.g.s.} = 0,75 - 0,271 = 0,48 \text{ kaki}$$

(a) Untuk geser: Dapatkanlah v_c (balok lebar) dari Tabel 8-2 = 13,4 ksf dan untuk suatu faktor beban sebesar 2

$$v_c d = V(\text{LF}) = P_a(\text{LF}) \text{ dengan } V = P_a \text{ dari Gambar E12-5b}$$

$$13,4d = 2,274(2)$$

$$d = 0,34 \text{ kaki} < 0,48 \text{ kaki tersedia sehingga gesernya Baik.}$$

Badan dindingnya dirancang agak berlebihan untuk geser balok lebar tetapi kita akan membiarkannya tebal ini.

(b) Dapatkanlah penulangan tegangan untuk memonnya. Dari Tabel 8-1 dapatkanlah P_b maksimum = 0,016. Minimumnya diambil sebagai $200/f_y = 0,00333$.

Karena angka-angkanya akan menjadi sangat kacil, mari kita gunakan satuan inci dan juga mencatat untuk kelenturan $\phi = 0,9$. Dengan menggunakan Persamaan (8-2) maka:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{A_s (60)}{0,85 (3,0) (12)} = 1,96 A_s$$

$$d = 0,48 \text{ kaki} = 5,76 \text{ in}$$

dan ke dalam Persamaan (8-2) disubstitusikan $LF = 2$ dan $M = 7,163 \text{ k} \cdot \text{kaki}$ dari Gambar E12-56:

$$\begin{aligned} 0,9A_s(60)\left(5,76 - \frac{1,96}{2} A_s\right) &= 7,163(2)(12) \\ 5,76A_s - 0,98A_s^2 &= \frac{171,912}{0,9(60)} \\ -A_s^2 + 5,88A_s &= 3,249 \end{aligned}$$

Dalam pemecahan untuk A_s dapatkanlah

$$A_s = 0,617 \text{ in}^2/\text{kaki} \quad (\text{untuk tegangan})$$

Untuk suhu pada arah panjang dan sudut gunakanlah

$$A_s = 0,002(A_g) = 0,002(9 \times 12) = 0,216 \text{ in}^2/\text{ft} > 0,125 \text{ dari AASHTO}$$

Kita dapat memakai batang-penulangan sebanyak dua batang No. 5 ($0,62 \text{ in}^2$) per kaki dan sebuah batang No. 4 ($A_3 = 0,20 \text{ in}^2/\text{kaki}$) per kaki horisontal untuk baja pada arah panjang. Kita mungkin harus menentukan banyaknya dan memeriksa apakah kontraktor mempunyai pilihan utama (atau alternatif yang lebih murah) untuk memakai anyaman kawat dilas yang memberikan paling sedikit jumlah di atas per kaki dalam masing-masing arah.

Langkah 3. Periksa kestabilan dinding terhadap jungkit, gelincir dan bahwa resultan R terdapat pada sepertiga bagian tengah dari lebar alas B . Untuk perhitungna ini, mengacu pada Gambar 12-10b tetapi pakailah ukuran-ukuran dari Gambar E12-5a. Susunlah sebuah tabel kecil agar mencakup semua bagian. Perhatikan bahwa bobot mencakup beban-tambahan $0,25 \text{ ksf}$. Ambil juga $\gamma_c = 0,150 \text{ kcf}$.

(a) Pada tumit $H' = 8 + D = 8 + 1,5 = 9,5 \text{ kaki}$. Ini menghasilkan $q_b = (0,25 + 0,11)(9,5)(0,412) = 0,534 \text{ ksf}$

$$P_a = \frac{0,103 + 0,534}{2} (9,5) = 3,024 \text{ kips}$$

dan menggunakan persamaan (11-14) seperti pada langkah -1 dapatkan $\bar{y} = 3,68 \text{ kaki}$.

TABEL E12-5

Bagian	Berat, kips	Lengan, x_i	Momen
W_s	$4(0,25 + 0,11 \times 8) = 4,52$	4,50	20,34 k · ft
Badan dinding	$0,150(0,75)(8) = 0,90$	2,125	1,91
Pelat Alas	$0,150(1,50)(6,5) = 1,46$	$6,5/2 = 3,25$	4,75
$P'_{\text{rata-rata}}$ (komponen vertikal P_a bila $g = 0$)	$= 0,0$		0,0
$P_{\text{rata-rata}}$ (hanya untuk jungkitan) $= 3,024 (\tan 36) = 2,20$		6,50	14,30

$$M_r = 41,30$$

Momen guling $M_0 = P_a \bar{y} = 3,024 (3,68) = 11,13 \text{ k} \cdot \text{kaki}$
Angka kestabilan guling N_0 adalah

$$N_0 = \frac{M_r}{M_0} = \frac{41,30}{11,13} = 3,71 > 1,5 \quad \text{adalah Baik.}$$

(b) Sekarang periksalah kestabilan gelincir N_g . Perhatikan bahwa $P_{\text{rata-rata}}$ tidak membantu ketahanan vertikal sampai dinding mulai mengguling sehingga tidak termasuk ke dalam $\Sigma F_v = R$

$$R = 4,52 + 0,90 + 1,46 = 6,88 \text{ kips (jumlah berat menurut tabel)}$$

Ketahanan terhadap gelincir (Gambar 12-10b) ialah:

$$F_r = R \tan \phi + c_a B + P_p$$

$\tan \phi = 0$ karena kita hanya mempunyai $S_u = c$ untuk tanah alas $c_a B$ adalah ($c_a = 0,7c$)

$$F_r = 0,7(2,5)(6,5) = 11,375 \text{ kips.}$$

Tanpa bantuan tahanan pasif

$$N_s = \frac{F_r}{P_a} = \frac{11,375}{3,024} = 3,76 > 1,5 \quad \text{juga Baik.}$$

Kita tidak perlu memasukkan tekanan pasif untuk membantu dalam kestabilan gelincir
(c) Kini periksa lokasi dari resultan atas dasar keberadaan pada sepertiga bagian tengah Momen guling bersih (tak-termasuk tekanan pasif dan gesekan pada bidang vertikal melalui tumit) adalah:

$$M_{\text{bersih}} = M_r - P_a \bar{y} = 41,30 - 14,30 - 11,13 = 15,87 \text{ k} \cdot \text{ft}$$

$$\bar{x} = \frac{M_{\text{bersih}}}{R} = \frac{15,87}{6,88} = 2,31 \text{ ft dari jari}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{6,5}{2} - 2,31 = 0,94 \text{ ft}$$

$$\frac{B}{6} = 1,08 > 0,94 \text{ sehingga resultan berada pada sepertiga bagian tengah.}$$

Ukuran alas dinding telah dikendalikan oleh pengecekan ini.

Langkah 4. Hitunglah daya dukung dan periksa terhadap tekanan jari dan tumit dari pembebanan dinding

$$q_{\text{ult}} = cN_c d_c i_c + \bar{q} N_q d_q i_q$$

Untuk tanah alas dengan $\phi = 0$ kita mempunyai $N_c = 5,14$ dan $N_q = 1$. Juga dalam kasus ini

$$q_{\text{ult}} = c(5,14)(1 + d'_c - i'_c) + \bar{q}(1)d_q i_q$$

Dari Tabel 4-5:

$$d'_c = \frac{0,4D}{B} = 0,4 \left(\frac{4}{6,5} \right) = 0,246$$

$$\begin{aligned} i'_c &= 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \\ &= 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{3,024}{6,5(0,7 \times 2,5)}} = 0,072 \end{aligned}$$

Untuk $\phi = 0$, $d_q = i_q = 1.0$ dan mensubstitusikan nilai-nilai

$$\begin{aligned} q_{\text{ult}} &= 2,5(5,14)(1 + 0,246 - 0,072) + 0,120(4)(1)(1 \times 1) \\ &= 15,089 + 0,48 = 15,60 \text{ ksf} < 9c \quad (\text{paragraf akhir dari Bagian 4-5}) \end{aligned}$$

Untuk tanah kohesif gunakanlah $SF = 3$ untuk mendapatkan

$$q_a = \frac{q_{\text{ult}}}{3} = \frac{15,6}{3} = 5,2 \text{ ksf}$$

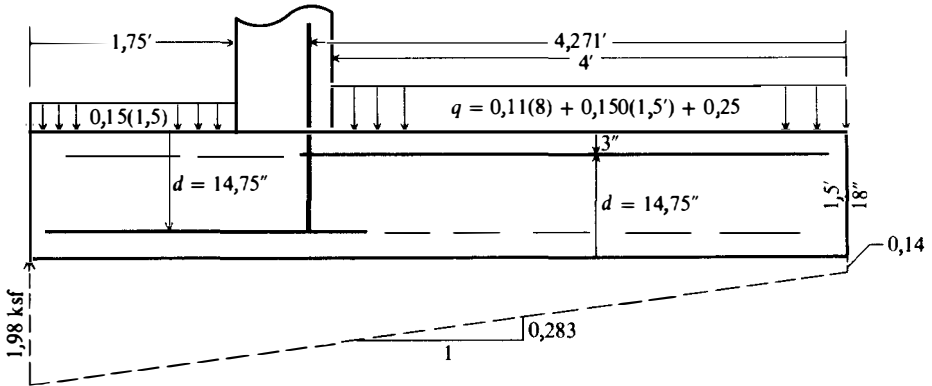
Tekanan tanah sebenarnya adalah

$$q = \frac{R}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{6,88}{6,5} \left(1 \pm \frac{6(0,94)}{6,5} \right) = 1,98 \text{ ksf (jari)} < 5,2 \text{ ksf} \quad \text{dan Baik.}$$

$$= 0,14 \text{ ksf (Tumit)}$$

Tekanan-tekanan ini diperlukan untuk menghitung geser alas dan momen-momen lentur.



GAMBAR E12-5c

Langkah 5. Periksa lah alas untuk geser balok lebar dan carilah penulangan untuk pelenturan

(a) Carilah geser maksimum (jari atau tumit); mengacu pada Gambar E12-5c. Perhatikan baik tekanan ke atas dan tekanan ke bawah karena tekanan tanah ke atas mencakup bobot alas dan pada bagian tumit mencakup bobot tanah berikut segala beban-tambahan yang meliputi alas. Sudah biasa untuk mengabaikan jari yang meliputi tanah.

Untuk jari: dan menggunakan $y'''' = q$ (dan tanpa konstanta integrasi)

$$q = 1,98 - 0,225 - 0,283x = 1,755 - 0,283x$$

$$V = \int q(dx) = \int_0^{x=1,75} (1,755 - 0,283x) dx$$

$$V = 1,755x - 0,283 \frac{x^2}{2} \Big|_0^{1,75} = 2,64 \text{ kips}$$

$$M = \int V(dx) = \int_0^x \left(1,755x - 0,283 \frac{x}{2} \right)^2 dx$$

$$M = 1,755 \frac{x^2}{2} - 0,283 \frac{x^3}{6} \Big|_0^{1,75} = 2,435 \text{ k} \cdot \text{ft}$$

(b) Carilah geser dan momen untuk tumit. Perhatikan bahwa kita menggunakan $x = 4$ kaki untuk V dan $x = 4,271$ (untuk c.g.s) untuk batas momen.

$$q = 1,355 = 0,283x - 0,14 = 1,215 - 0,283x$$

Dari sana dengan menggunakan perhitungan seperti untuk jari

$$V = 1,215x - 0,283 \frac{x^2}{2} \Big|_0^4 = 2,60 \text{ kips}$$

$$M = 1,215 \frac{x^2}{2} - 0,283 \frac{x^3}{6} \Big|_0^4 = 7,41 \text{ k} \cdot \text{ft}$$

(c) Periksa lah kedalaman untuk balok lebar. V paling besar berada pada jari sebesar 2,64 kips

$$\mu_c d = 2,64(2) \quad (\text{gunakan } LF = 2)$$

Untuk μ_c yang diizinkan = 13,4 ksf

$$13,4(d) = 2(2,64)$$

$$d = \frac{5,28}{13,4} = 0,394 \text{ ft} \ll 1,229 \text{ diberikan}$$

(d) Carilah penulangan lentur dan gambarlah satuan inci. Pada jari: Kita dapat langsung menggunakan persamaan dari langkah -2b dengan satu-satunya perubahannya perubahan pada momen, dengan demikian, $d = 18 - 3,25 = 14,75$ inci dan $LF = 2$

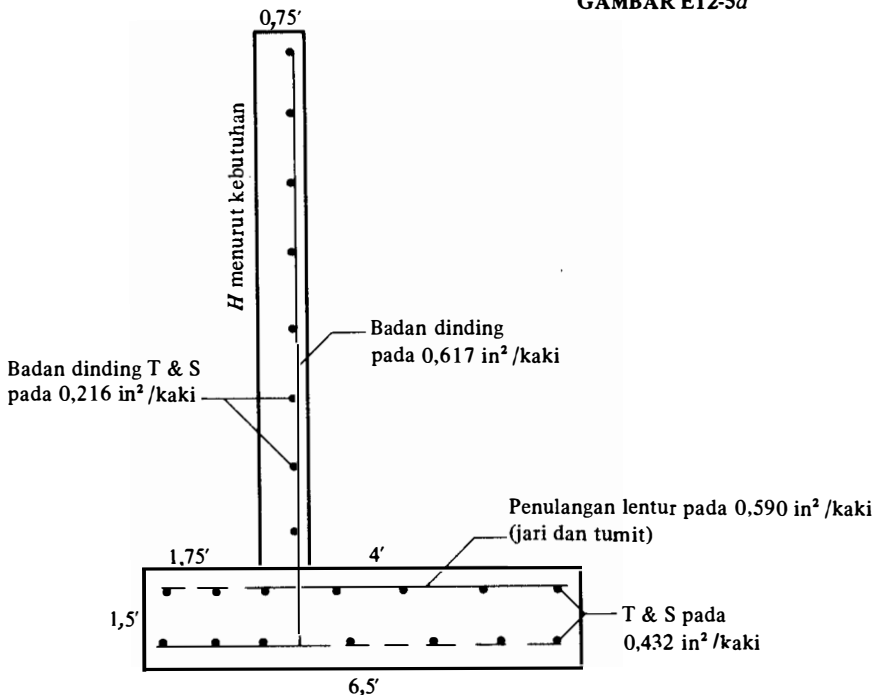
$$14,75A_s - 0,98A_s^2 = \frac{2,435(2)(12)}{(0,9 \times 60)}$$

$$A_s = 0,074 \text{ in}^2/\text{ft}$$

$$\text{Minimum } A_s = 200/f_y (b \times d) = 0,00333(14,75 \times 12) = 0,590 \text{ in}^2/\text{ft}$$

Persentase P_b maksimum = 0,016 dari Tabel 8-1 itu jauh melampaui dari penulangan di atas yang diperlukan.

GAMBAR E12-5d



Pada tumit:

$$14,75A_s - 0,98A_s^2 = \frac{7,41(2)(12)}{54}$$

$$A_s = 0,227 < 0,590$$

Gunakanlah $A_s = 0,590 \text{ in}^2/\text{kaki}$ untuk jari maupun tumit.

Langkah 6. Meringkaskan perancangan dalam Gambar E12-5d. Kita catat bahwa alasnya dirancang sangat berlebihan (mungkin dapat sekitar 12-in daripada berukuran 18-in), akan tetapi terdapat sebagian pengurangan pada pemakaian baja, ada kekakuan tambahan untuk membantu dalam pengendalian penurunan/jungkitan dan dalam keadaan tanah alasnya dipampatan kurang baik. Selain itu kekurangan hati-hatian dalam penempatan penulangan alas dapat ditoleransi.

SOAL-SOAL

12-1. Buktikanlah bahwa $L_e = 3,18$ kaki itu merupakan konstanta dalam Contoh 12-1.

12-2. Kerjakan kembali Contoh 12-1 kalau $\phi = 36^\circ$, $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$ dan $f = 0,4$

Jawaban: $L_0 \cong 8,5 \text{ m}$

12-3. Kerjakan kembali Contoh 12-1 kalau urugan-balik $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$ dan semua data lainnya sama.

Jawaban: $L_0 = 8,5 \text{ m}$

12-4. Dapatkan L_0 untuk lajur pada kedalaman 4 kaki dari Contoh 12-2.

12-5. Dapatkan L_0 untuk jalur pada kedalaman 3 kaki dari Contoh 12-2.

Jawaban: $L_0 = 22,8$ kaki

12-6. Kerjakan kembali Contoh 12-2 kalau lebar beban jalur itu 4 kaki dan bukan 5 kaki seperti pada contoh.

12-7. Kerjakan kembali Contoh 12-2 jika beban jalur tersebut 3 ksf dan bukan 2 ksf seperti pada contoh.

Jawaban: $L_0 = 15,19$ kaki

12-8. Kerjakan kembali Contoh 12-2 kalau tidak terdapat beban lajur.

12-9. Periksa Contoh 12-3 untuk pusat-pusat lingkaran lain, katakanlah 2, 4, 6 kaki ke sebelah kiri dari titik 0 dan $y = 0 \pm 2$ kaki.

12-10. Berapakah angka kestabilan N_s untuk dua alternatif dari Contoh 12-4?

12-11. Untuk soal-soal dinding penahan yang telah ditentukan dan disenaraikan dalam Tabel P12-11 dan mengacu. Pada Gambar P12-11, analisislah hal-hal berikut keperluan:

(a) Gambarkanlah diagram geser dan momen untuk badan dinding. Dapatkan ketebalan badan dinding yang diperlukan dan lebar/tebal satuan serta baja penulangannya.

(b) Analisislah dinding tentang penggulingan dan kestabilan gelincir dan daya dukungnya.

TABEL P12-11

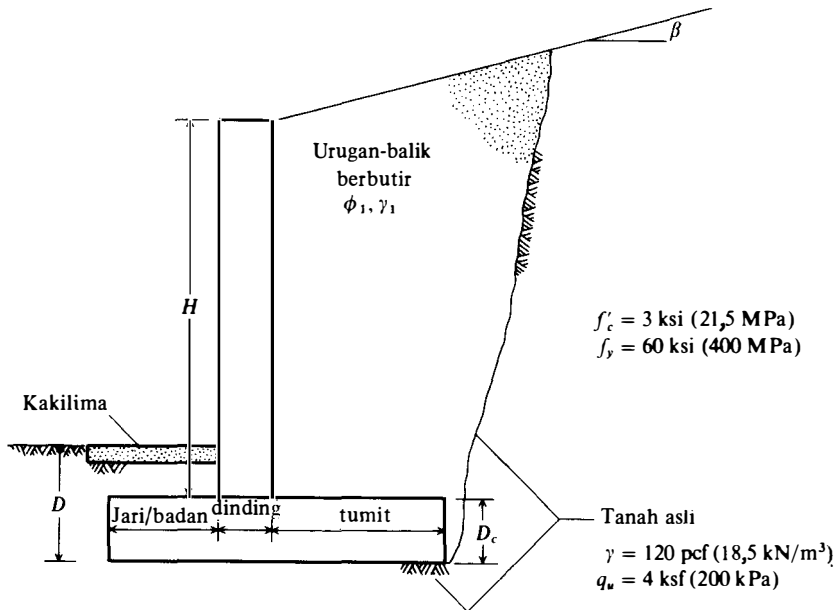
Soal	H	γ_1	ϕ_1	β	D
a	8 ft	110 pcf	32°	10°	3,0 ft
b	3 m	18,0 kN/m ³	32	10	1,0 m
c	8 ft	105 pcf	32	0	3,0 ft
d	2,5 m	17,5 kN/m ³	32	0	1,0 m
e	9 ft	110 pcf	34	0	3,0 ft

Gunakan

$$f'_c = 3 \text{ ksi}$$

$$f_y = 60 \text{ ksi}$$

$$LF = 1,7 \text{ to } 2,0$$



GAMBAR P12-11

(c) Carilah geser jari dan tumit serta momen untuk kedalaman alas serta batang-batang penulangan. Cari juga luas baja/lebar satuan yang diperlukan.

- 12-12. Mengacu pada Contoh 12-5, gambarkan lebar alas yang diperlukan B untuk $H = 3,5, 5$ dan $6,5$ serta untuk 8 kaki dan periksalah apakah menurut anda akan praktis dan/atau lebih ekonomis untuk melancarkan alas B daripada memakai lebar konstan $B = 6,5$ kaki seperti dalam contoh.
- 12-13. Tinjaulah kembali Contoh 12-5 untuk menggunakan ketebalan alas dan badan didinding minimum dan periksalah apakah nilai-nilai yang direvisi itu menghasilkan penghematan yang dapat diberikan dibandingkan dengan menggunakan nilai-nilai seperti dalam contoh.
- 12-14. Hitunglah volume kira-kira yang diperlukan (yard kubik) dari urugan-balik berbutir yang diperlukan dalam Contoh 12-5 dengan menganggap bahwa urugan jari itu akan memakai tanah dari tapak.

BAB

13

DINDING PANCANG TURAP-BERKONSOL DAN BERANGKER

13-1 PENDAHULUAN

Dinding pancang turap secara luas dipakai untuk struktur-struktur tepi-laut/pelabuhan baik yang besar maupun kecil, yang meliputi rentang fasilitas peluncuran kapal pesir kecil maupun struktur-struktur dok yang besar untuk kapal samudera. Dermaga-dermaga yang menjorok ke dalam pelabuhan yang terdiri dari dua deret tiang pancang turap seperti pada Gambar 13-1d dipakai secara luas. Pancang-pancang turap juga dipakai untuk melindungi pengikisan pantai, membantu menstabilkan lereng-lereng tanah, untuk menggalang dinding parit-parit dan galian lainnya, serta untuk dam pengelak. Bila tinggi dinding kurang dari 3 m, maka dindingnya dapat diberi konsol; akan tetapi untuk dinding-dinding lebih tinggi biasanya diberi berjangkar — disebut *pancang turap berangker* atau *turap berangker*. Bentuk-bentuk luar ini dilukiskan dalam Gambar 13-1.

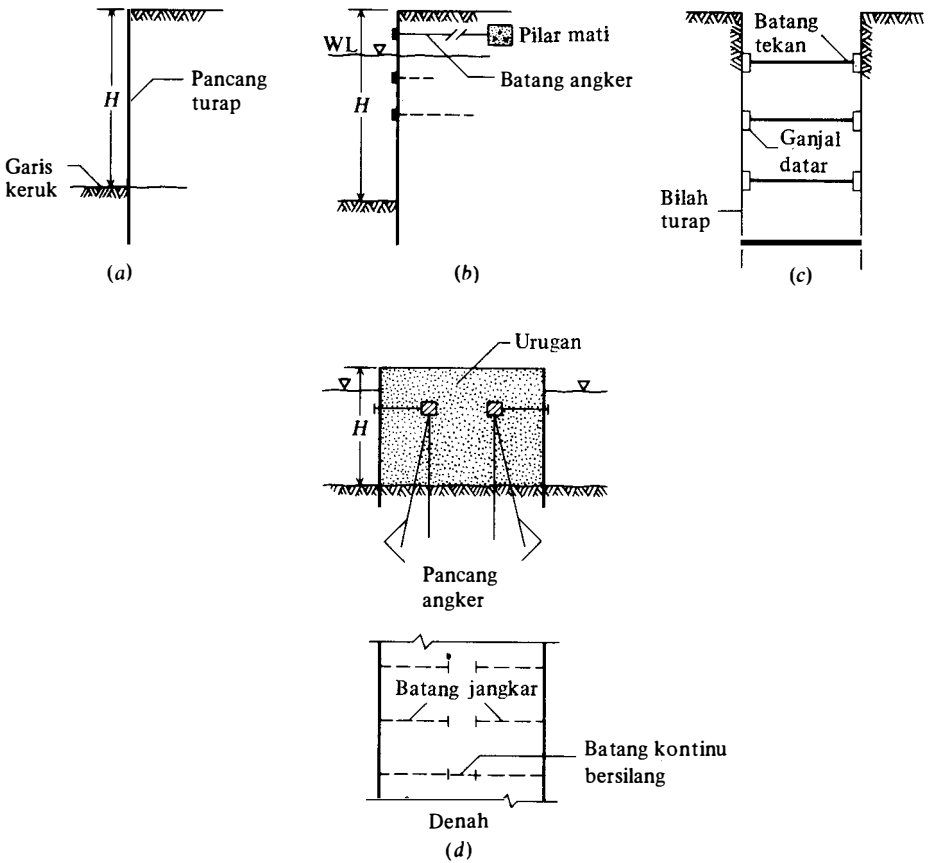
Bab ini menyajikan beberapa cara yang lazim dipakai untuk menganalisis dan untuk merancang bangunan-bangunan pancang bilah berkonsol dan berangker. Jenis-jenis bahan yang dipakai pancang turap juga diberikan sebagai latar-belakang untuk bab ini dan dua bab berikutnya.

Untuk merancang/menganalisis dinding jenis pancang bilah tidak ada cara-cara yang pasti. Baik pengamatan lapangan maupun uji model laboratorium saling mempengaruhi secara rumit antara kedalaman galian, sifat kaku bahan dinding, dan tahanan tekanan pasif. Pada dinding berjangkar juga terdapat geometri jangkar dan prategang jangkar awal (atau beban) yang semakin merumitkan analisis.

Metode-metode analisis yang berlaku dapat dibagi ke dalam dua kelompok:

1. Metode elemen diskrit — dalam kategori ini terdapat pendekatan perbedaan diskrit dan pendekatan elemen diskrit (memakai elemen balok seperti pada Bab 9).
2. Metode-metode klasik — prosedur yang melibatkan asumsi yang sangat menyederhanakan dan statika benda kaku.

Metode elemen berhingga memakai elemen batang dianjurkan sebagai memberikan pemecahan terbaik karena terdapat pemodelan dinding yang lebih nyata dan mencakup



GAMBAR 13-1. Konstruksi dinding pancang turap (a) Pancang turap berkonsul (b) Pancang turap berjangkar (c) Turap yang diperkuat (d) Turap berjangkar (beranker).

kelenturan dinding dan batang jangkar maupun secara nalar memasukkan tanah ke dalam proses saling mempengaruhi dengan dindingnya. Kerugian utamanya ialah bahwa untuk itu diperlukan suatu program komputer (atau B-9 dalam Lampiran B).

Metode klasik terutama disajikan untuk nilai historis dan karena tampaknya beberapa perekayasa masih lebih memilih prosedur ini. Metode ini mungkin bermanfaat dengan membandingkan kedua prosedur yang pada dasarnya berbeda untuk dapat menghargai sepenuhnya berbagai keuntungan nyata FEM bila dibandingkan dengan metode-metode yang lebih tua ini.

Metode perbedaan diskrit tidak dibahas lebih lanjut karena metode tersebut tidak memberikan keuntungan-lebih dibandingkan dengan FEM, dan pada kenyataannya lebih sukar pemakaiannya. Metode ini mempunyai kerugian karena memerlukan elemen-elemen panjang yang konstan meliputi seluruh panjang tiang pancang dan matriks kakunya tak dapat diberi lis. Juga sukar untuk membuat model kondisi-kondisi batas tentang pemindehan nol dan perputaran nol.

13-2 JENIS DINDING PANCANG TURAP

Bahan pancang turap mungkin terbuat dari kayu, beton bertulang, atau baja. Tegangan-tegangan rancang biasanya lebih tinggi dibandingkan dengan konstruksi bangunan yang

besarnya dari kira-kira $0,65^1$) sampai $0,90F_y$ untuk baja dan kayu, sedangkan untuk beton dapat mencapai $0,75f'_c$ untuk beban tanpa faktor. Tegangan perancangan sesungguhnya tergantung kepada penilaian teknik, pengaruh keruntuhan dinding, dan peraturan bangunan setempat.

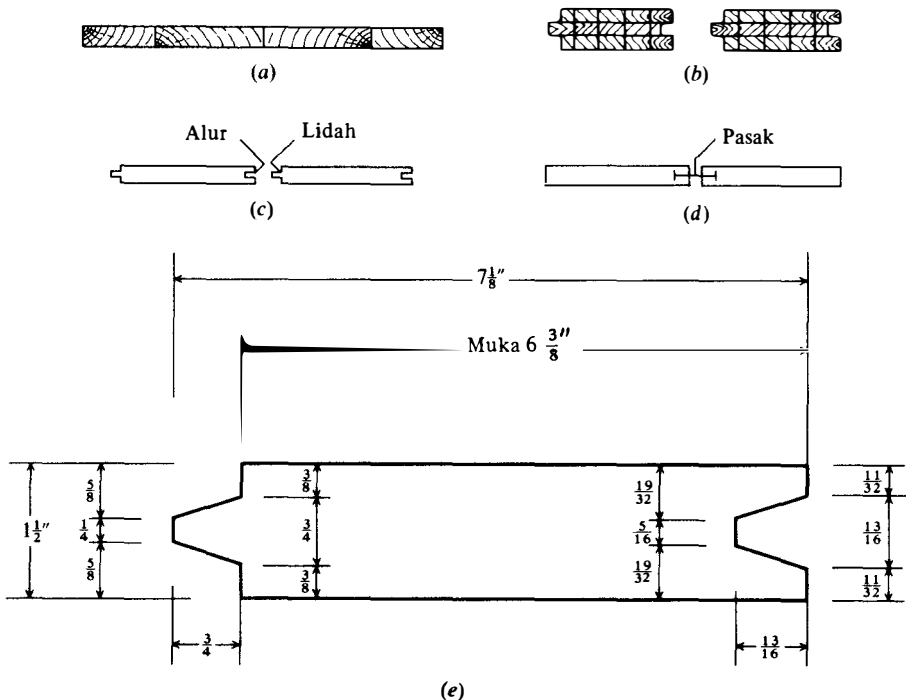
Pancang Turap Kayu

Pancang kayu dipakai untuk tinggi bebas H rendah seperti pada Gambar 13-1, secara khas pada rentang kurang dari 3 m. Kayu sering dipakai sebagai turap diperkuat sementara pada parit-parit pencegah longsor-tepi selama pemasangan pipa air dan pipa comberan yang dalam. Kalau turap kayu dipakai pada konstruksi perikanan di atas permukaan air, maka diperlukan pengawetan, dan walaupun begitu umur pemakaiannya jarang lebih dari 10 sampai 15 tahun.

Bentuk-bentuk pancang kayu diperlihatkan dalam Gambar 13-2, di mana bilah pancang jenis Wakefield dan alur-V mungkin paling banyak dipakai dewasa ini.

Dinding pancang kayu rendah yang sudah diberi pengawet sudah biasa dipakai sepanjang daerah pelabuhan dan banyak dipakai pada perlindungan garis-pantai di mana pancang itu ditancapkan, kemudian dikelilingi dengan blok-blok penstabil atau bongkahan batu (disebut *krib*) untuk menangkap pasir dari arah laut guna pelestarian pantai. Di sini maksudnya agar dinding itu akhirnya terbenam oleh pasir sehingga bila kejadian ini berlangsung cukup lama maka pembusukan kayu kemudian, tidak membawa akibat yang berarti.

GAMBAR 13-2. Pancang turap kayu. (a) Ujungnya disambung bersama; (b) lidah dan alur yang dicetak (Wakefield); (c) lidah dan alur diserut; (d) pasak logam untuk menyatukan tiang pancang yang bersebelahan; (e) pancang alur-V.



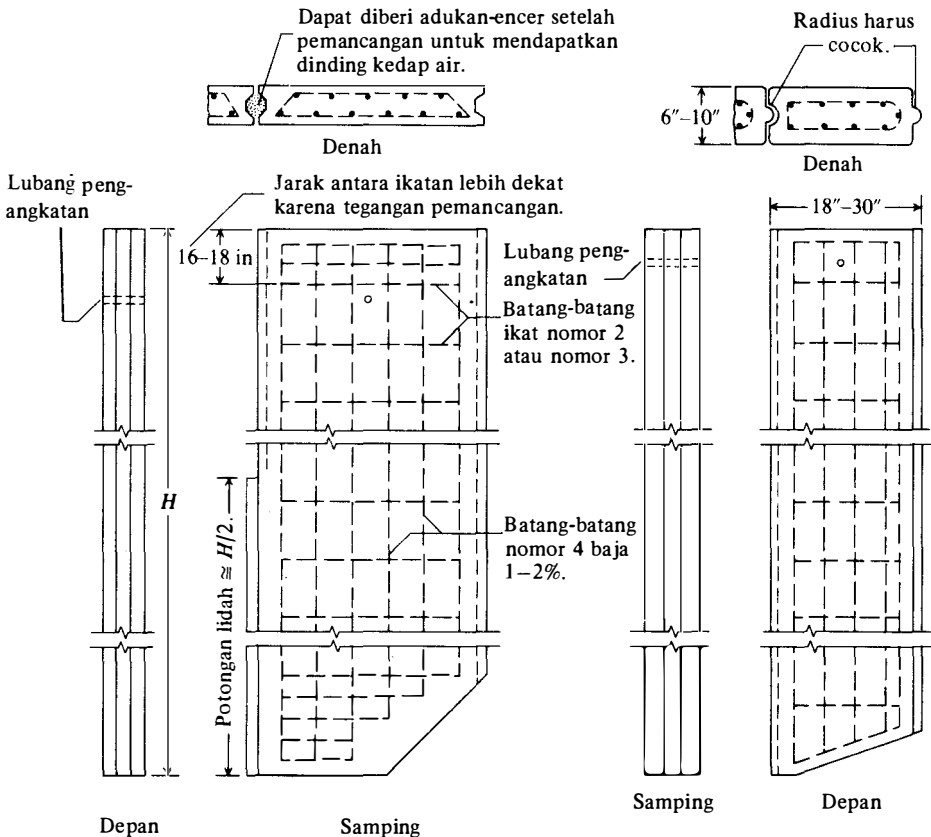
¹Nilai yang dianjurkan Bethlehem Steel Corporation selaku produsen utama tiang pancang turap dirol di Amerika Serikat dewasa ini.

Pemancangan turap kayu mungkin menemui kesulitan karena itu diperlukan sebuah topi pancang. Pemancangan pada tanah sangat keras yang berkerikil besar cenderung membelah tiang pancang tersebut kecuali bila disertai dengan penyemburan (jet) air. Turapnya dapat diruncingkan, biasanya seperti yang diperlihatkan pada Gambar 13-3, dan dipasang sedemikian rupa sehingga bilah pancangnya cenderung mendesak terhadap bilah-bilah pancang yang telah dipancangan lebih dahulu.

Pancang Turap Beton Bertulang

Pancang-pancang turap ini termasuk dalam anggota beton pracetak, biasanya dilengkapi dengan sambungan lidah-alur. Suku-suku tersebut dirancang untuk tegangan layanan yang dihitung, tetapi pertimbangan berat dengan tegangan penanganan dan tegangan pemancangan yang mungkin sangat besar karena bobotnya, harus juga diperhitungkan. Ujung-ujungnya biasanya dicetak berbentuk tirus yang cenderung mendesak tiang pancang yang sedang dipancang melawan tiang pancang yang sudah dipasang sebelumnya. Ukuran-ukuran yang khas diperlihatkan dalam Gambar 13-3 memperlihatkan bahwa tiang pancang relatif rapat, dan dengan demikian akan memindahkan volume tanah yang relatif besar. Pemindahan volume tanah yang besar ini cenderung menambah tahanan pemancangan. Ukuran-ukuran yang relatif besar dan dikaitkan dengan berat satuan beton, menandakan bahwa tiang pancang tersebut sangat berat dan mungkin tak mampu bersaing dengan jenis-jenis tiang pancang yang lain, kecuali bila tiang pancang tersebut dicor di dekat tempat pekerjaan.

GAMBAR 13-3. Detail khas untuk pancang turap beton-bertulang [Menurut PCA (1951)].



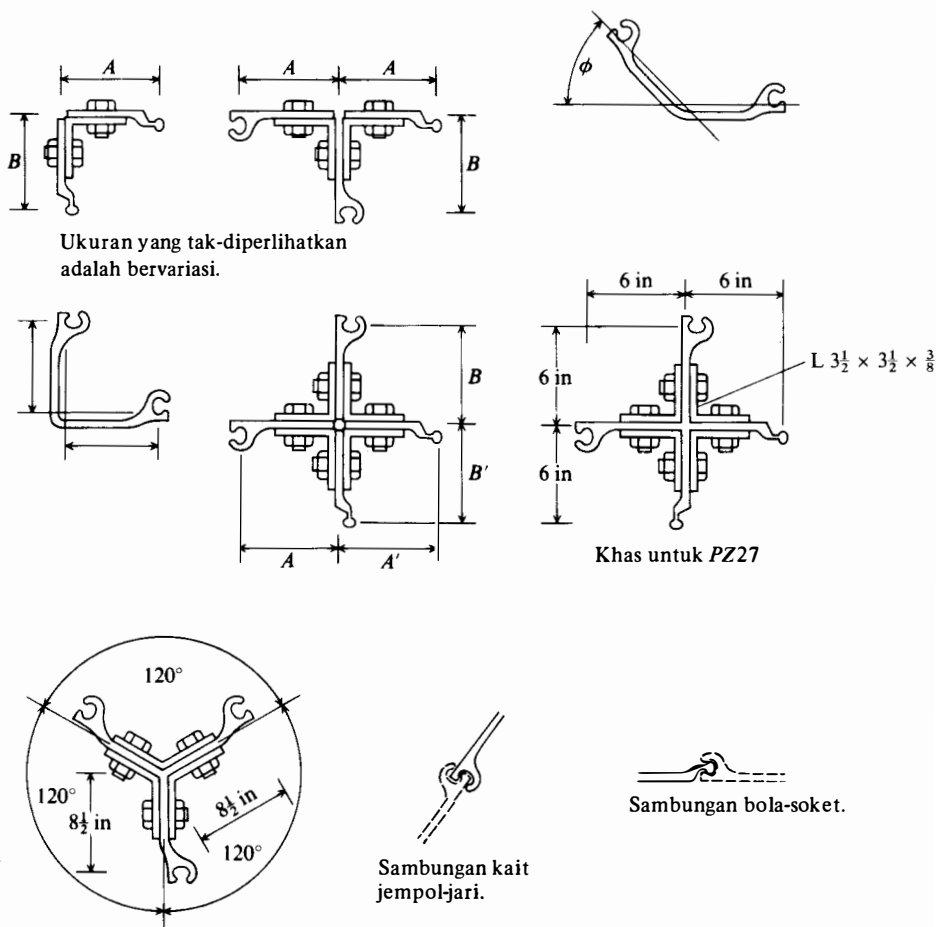
Dengan membersihkan dan mengisi adukan-encer ke dalam sambungan sesudah peman-
cangan, maka akan diperoleh sebuah dinding kedap air yang cukup baik. Akan tetapi, jika
dinding tersebut diisi dengan adukan-encer, maka diperoleh sambungan ekspansi pada jarak
tertentu sepanjang dinding itu.

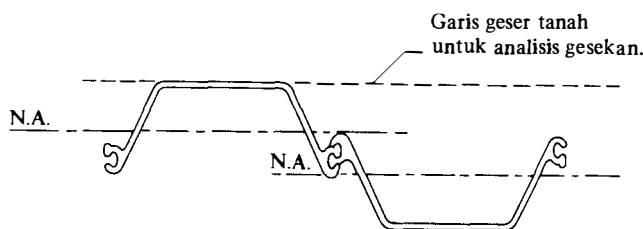
Pancang Turap Baja

Pancang turap baja ialah jenis paling umum yang dipakai karena berbagai kelebihan atas
bahan-bahan lain. Kelebihan-kelebihan utamanya ialah sebagai berikut:

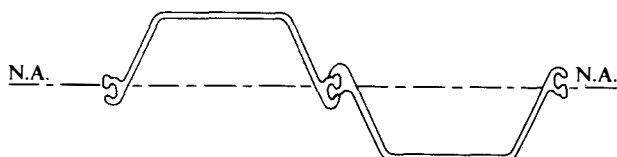
1. Tahan terhadap tegangan pemancangan yang tinggi dan berkembang pada bahan yang
keras atau berbatu.
2. Mempunyai berat yang relatif ringan.
3. Dapat dipakai berulang-ulang (beberapa kali).
4. Umur pemakaiannya cukup lama, baik di atas maupun di bawah air memakai perlin-
dungan sederhana menurut NBS (1962) yang meringkaskan data tentang sejumlah
tiang pancang yang diperiksa setelah pemakaian yang berlangsung lama.
5. Mudah menambah panjang tiang pancang, baik dengan pengelasan atau dengan pema-
sangan baut.

GAMBAR 13-4. Sambungan-sambungan pancang turap canai atau yang dicetak khas. Bautnya jenis
yang sangat kuat, panjang $\frac{7}{8}$ in pada jarak pusat 6 in, kecuali pada bidang ujung sepanjang 2 kaki di
mana bautnya terpasang pada jarak pusat 3 in.





(a) Lokasi sumbu netral untuk I dan S pada tabel-tabel pancang turap dan yang biasa dipakai dalam perancangan di A.S.



(b) Lokasi sumbu netral sebenarnya sepanjang garis kait-kait dan yang biasa dipakai pada praktek di Eropa.

GAMBAR 13-5. Lokasi sumbu netral untuk bagian-bagian dicanai berbadan dalam. Tidak berlaku untuk penampang-Z dan yang berbadan dangkal. Irisan (penampang) ini mungkin sudah tak-tersedia lagi dari pabrik-pabrik besi Amerika.

6. Sambungan-sambungan yang dibuat kecil sekali mengalami deformasi bila didesak penuh dengan tanah dan batuan selama pemancangan.

Dinding pancang baja tersedia dalam beberapa bentuk (lihat Tabel A-3 pada Lampiran) dan berbagai bentuk sambungan.

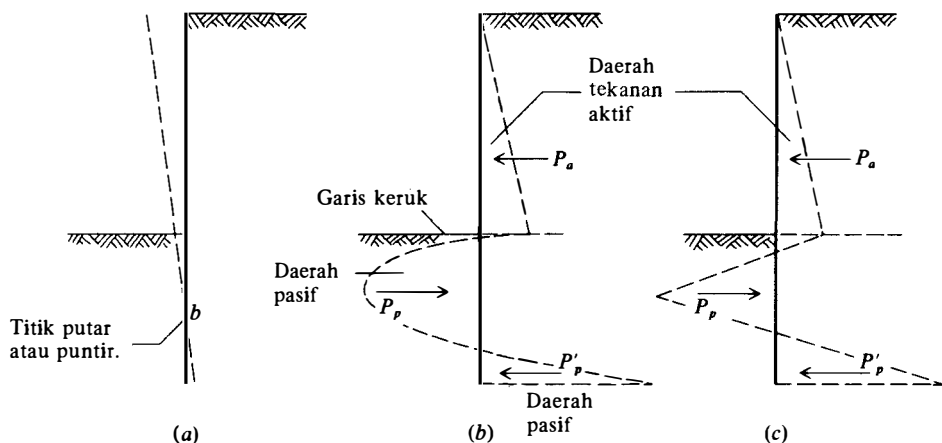
Tiap pancang bentuk-Z dipakai untuk menahan momen lentur yang besar, seperti pada dinding konsol atau dinding angker yang harus menahan momen-momen lentur besar. Dinding pancang berbadan-lurus dipakai pada tempat-tempat di mana badan bilah itu mendapatkan regangan, seperti halnya pada bendungan-elak bersel (cellular).

Untuk membentuk bendungan pengelak, bagian-bagiannya dapat disusun atau dibentuk menjadi sambungan-sambungan standar, seperti bentuk-T, bentuk-Y dan silang, untuk mencapai penyambungan beberapa sel atau untuk mengubah arah. Gambar 13-4 menunjukkan beberapa di antara sejumlah besar sambungan yang tersedia, atau yang dapat dicetak.

Gambar 13-5 menunjukkan lokasi sumbu netral untuk tegangan lentur pada suatu susunan dinding. Kalau Gambar 13-5b dapat diterapkan, pakailah rumus pemindahan I pada kait-kait (interlok). Nilai I dan S pada tabel (seperti A-3) berlaku untuk sumbu netral tetapi memakai $S = I/c$ kita mudah mencari jarak pemindahannya. Untuk bagian-bagian dengan w yang lebih besar dari suatu lebar satuan b pakailah rasio b/w untuk mendapatkan nilai-nilai I dan S .

13-3 SIFAT TANAH UNTUK DINDING PANCANG TURAP

Menunjuk kepada Gambar 13-6 jelaslah bahwa tekanan lateral terlibat dalam tekanan aktif yang muncul di belakang dinding pada urugan (atau urug-balik) dan tekanan jenis pasif di depan dinding di bawah garis keruk. Koefisien tekanan tanah lateral menurut Rankine atau Coulomb dapat dipakai untuk tekanan tanah; akan tetapi nilai-nilai Coulomb



GAMBAR 13-6. (a) Garis pancang turap yang diperkirakan; (b) pemecahan elemen-terhingga yang mungkin dan yang diperoleh tentang distribusi tekanan-tanah kualitatif; (c) diagram tekanan disederhanakan untuk perhitungan (tanah berbutir dan tak ada air seperti yang diperlihatkan).

umumnya lebih disukai karena dinding pancang turap biasanya sangat lentur sehingga perpindahan lateral yang relatif besar sering terjadi di antara titik-titik tetapnya (fixity). Tahanan gesek yang berkembang pada sisi-belakang dinding dapat diperhitungkan hanya dalam koefisien tekanan Coulomb. Walaupun dalam pengamatan ini, koefisien tekanan tanah Rankine ada kalanya dipakai khususnya untuk K_a dengan pertimbangan bahwa koefisien tersebut agak lebih konservatif.

Untuk prosedur elemen yang berhingga, perlu memakai koefisien tanah aktif di belakang dinding dan modulus konsep reaksi lapisan-bawah untuk tanah di bawah garis keruk. Pemakaian k_s memungkinkan kita untuk membuat model tanah garis keruk sebagai suatu seri pegas simpul pada dinding guna membantu menahan perpindahan menyamping (lateral). Koefisien tekanan tanah pasif di sini mungkin diperlukan juga kalau garis keruknya landai menurun menjauhi dinding (sangat lazim untuk bangunan-bangunan di perbatasan-air) karena kita perlu membandingkan gaya simpul yang dihitung untuk pegas simpul dan perpindahan X_i sebagai

$$q_{act} = X_i K_i \leq \frac{1}{2} \gamma z_i^2 K_p$$

di mana K_p didasarkan atas lereng $-\beta$ dari garis keruk. Di sini kita membandingkan gaya tanah simpul yang sebenarnya terhadap apa yang mungkin dari tahanan tekanan pasif pada kedalaman itu dengan memakai K_p Coulomb (yang memungkinkan $\pm\beta$ seperti yang diperlihatkan dalam Tabel 11-1 dan 11-2).

Berdasarkan pembahasan ini jelaslah bahwa kita memerlukan parameter tanah ϕ dan γ , dan kalau kita memakai cara elemen terhingga, maka dipakai nilai k_s . Jarang terjadi bahwa pengujian laboratorium dilakukan untuk mendapatkan parameter-parameter ini. Sudah biasa dipakai data CPT atau data SPT dan/atau untuk memudahkan memperkirakan ϕ dan γ . Bahan yang tertinggal sering berupa urugan-balik dengan sedikit pemampatan atau tanpa pemampatan, dan mungkin dikeruk secara hidrolis sehingga parameter tanah yang cermat sukar diperoleh. Tanah dasar yang ditancapi oleh pancang turap lebih dapat dipertanggung-jawabkan untuk pengujian laboratorium berdasarkan contoh yang diperoleh, akan tetapi, dalam banyak kasus – kalau tidak dalam hampir semua kasus – yang diambil

hanyalah data SPT atau data CPT. Dalam kasus ini $s_u = c = q_u/2$ diperoleh untuk tanah kohesif dan data SPT atau data SPT dikonversikan menjadi suatu perkiraan ϕ dan γ untuk tanah tak berkohesi dengan memakai keterkaitan seperti diberikan dalam Bab 3. Berat satuan tanah kohesif dapat diperoleh dengan memakai prosedur pada Contoh 2-1. Suatu perkiraan tentang sudut ϕ untuk tanah tak berkohesi dapat diperoleh dengan menuangkan suatu kuantita ke dalam suatu tumpukan dan mengukur sudut letak/diam (repose) yang secara umum diterima sebagai batas paling rendah untuk ϕ . Untuk pasir lepas suatu γ sebesar 12,5 sampai 14 kN/m³ (80–90 pcf) dapat dipakai.

Kalau dilakukan pengujian laboratorium, dianjurkan untuk melakukan pengujian geser langsung atau uji geser langsung sederhana sehingga diperoleh suatu perkiraan terhadap sudut ϕ tegangan bidang. Dalam kebanyakan kasus, seperti yang pernah dikemukakan, sudut gesekan intern itu gampangnya "diperkirakan" dengan nilai-nilai konservatif pada rentang 28 sampai 32° seperti yang biasa dipakai.

Keadaan Tersalur.

Pada waktu tanah garis keruk itu kohesif, dan khususnya kalau sejumlah tanah digali untuk menghasilkan garis keruknya, kita harus memakai kedua tegangan total dengan s_u dan kasus kekuatan geser geser tersalurkan dalam analisisnya. Hal ini karena pada pembebanan jangka panjang, tanah kohesif itu cenderung menjadi keadaan yang tersalurkan yang terjadi lebih cepat kalau tanah garis keruk itu dibongkar oleh penggalian (dan disusul penurunan tekanan pori negatif). Sebagaimana diperlihatkan Gambar 2-22b, dapat terjadi penurunan banyak dalam kekuatan geser selama peralihan dari keadaan total menjadi keadaan regangan efektif. Menurut Daniel dan Olson (1982) suatu kerusakan turap yang besar pernah disebabkan oleh pemakaian parameter kekuatan total dan bukan parameter kekuatan efektif.

Sudut Gesekan Dinding δ

Sudut gesekan dinding δ dapat diperkirakan dari Tabel 11-6 atau diukur langsung untuk proyek-proyek penting. Setiap pengukuran langsung harus memakai suatu tekanan normal pada bidang permukaan bersama (interface) bahan tanah-dinding pada besaran dari yang diperkirakan dalam jenis-pemula (prototype) karena δ itu agak tergantung dari tekanan.

Untuk pembuatan pancang turap logam bentuk-Z dari yang mempunyai bentuk badan yang dalam, lebar satuan dindingnya akan mencakup suatu bagian yang merupakan tanah-ke-tanah (sebagai bidang gelincir minimum) dan bagian yang tanah-ke-baja seperti pada Gambar 13-5. Pada kasus ini kita dapat memakai suatu nilai rata-rata

$$\tan \delta' = \frac{\tan \delta + \tan \phi}{2}$$

di mana ϕ = sudut gesekan intern dari tanah yang bersentuhan dan δ ialah sudut gesekan dari Tabel 11-6 atau diukur dalam suatu uji laboratorium.

Modulus k_s dari Reaksi Lapis Dasar

Metode elemen berhingga memakai k_s dalam daerah tekanan pasif di bawah garis keruk di depan dinding. Penulis telah menunjukkan [Bowles (1974a)] bahwa model ini benar secara wajar dengan memakainya untuk menganalisis dinding lapangan berskala penuh dan untuk menganalisis-balik model dinding-dinding pancang turap yang dilaporkan oleh Tschebotarioff (1949) dan oleh Rowe (1952). Perkiraan-perkiraan k_s dapat dibuat dengan me-

memakai prosedur-prosedur yang diberikan pada Bagian 9-6; namun demikian kita memerlukan persamaan yang diberikan di sana yang mempunyai kedalaman sebagai suatu parameter seperti

$$k_s = A_s + B_s Z^n \quad (9-10)$$

kita dapat mendekati hal ini dengan memakai

$$k_s = C(SF)q_a$$

di mana q_a ialah kapasitas dukung pada beberapa kedalaman pada rentang kedalaman pembenaman yang mungkin dan $C = 12$ untuk Fps dan 40 untuk SI. Faktor keamanan SF biasanya 2 untuk pasir dan 3 untuk tanah kohesif. Kemudian kita dapat merajahkan nilai-nilai k_s ini dan mencocokkan kurva terbaik dari bentuk Persamaan (9-10) untuk dipakai buat tanah garis keruk itu.

Sebagai alternatif kita dapat memakai persamaan kapasitas dukungnya dari Tabel 4-1 dengan s_p , d_i dan $i_i = 1$ untuk mendapat

$$k_s = \frac{q_{ult}}{\Delta H} = C(cN_c + \bar{q}N_q + 0,5\gamma BN_\gamma)$$

di mana $\Delta H =$ perpindahan $\frac{1}{12}$ kaki atau 0,0254 m sehingga memberikan $C = 12$ atau 40. Dengan memisahkan hal-hal itu maka kemudian kita memperoleh hal sebagai berikut untuk Persamaan (9-10):

$$A_s = C(cN_c + 0,5\gamma BN_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Suatu batas tertinggi untuk k_s didasarkan atas tekanan dukung puncak pada kedalaman itu. Beberapa orang telah mengusulkan tekanan pasif; akan tetapi, pola perpindahannya sedemikian rupa sehingga — paling tidak untuk dinding pancang turap—hal ini sangat tak mungkin.

Perkiraan untuk k_s di atas akan memberikan nilai-nilai yang wajar untuk pelenturan dan tekanan tanah simpul kecuali untuk pelendutan—khususnya pada garis keruk—mungkin mengandung galat karena hal-hal itu tergantung langsung kepada apa yang dipakai untuk k_s . Telah ditemukan bahwa tekanan tanah simpul itu hampir bebas metode terhadap k_s untuk deret nilai yang luas.

Metode elemen berhingga memungkinkan anda untuk mempertimbangkan efek-efek taklinier yang dianjurkan dengan memakai istilah X_{maks} yang diperkenalkan dalam Bagian 9-6.. Dalam kasus ini program itu seharusnya.

1. Memungkinkan penyesuaian garis keruk dari pegas tanah untuk menanggung kerusakan tanah selama pemancangan.
2. Menghilangkan pegas simpul pada waktu $X_i > X_{maks}$ dengan efek tanah digantikan dengan suatu daya simpul negatif konstan yang dihitung sebagai

$$-P_i = X_{maks} K_i$$

di mana $K_i =$ pegas tanah simpul pada simpul itu dan P_i ialah masukan matriks beban terkait yang direvisi.

13-4 NOMOR-NOMOR STABILITAS UNTUK DINDING PANCANG TURAP

Gagasan nomor-nomor kestabilan (atau faktor keamanan) untuk dinding pancang turap merupakan penamaan yang agak salah, karena tidaklah jelas apa yang dimaksudkan dengan itu. Untuk pembahasan ini maka lebih memudahkan untuk memakai istilah faktor keamanan (SF) yang lebih baik daripada nomor stabilitas yang secara tak-langsung mengandung arti rasio efek dari ketahanan sistem/kerusakan sistem. Pada perancangan dinding pancang turap sudah lazim untuk melakukan salah satu dari yang berikut:

1. Membagi K_p oleh SF (ada kalanya K_a juga ditingkatkan oleh SF).
2. Secara sebarang menambah kedalaman pemancangan, dihitung dengan membuat sejumlah asumsi penyederhana, dengan suatu faktor sebesar katakanlah 1,3 sampai 1,5.

Pada metode yang klasik salah satu dari kedua metode senantiasa dipakai. Akan tetapi, penulis menyarankan bahwa yang diperlukan ialah suatu pemikiran untuk menerapkan suatu SF. Sebagai contoh, kalau kedalaman pembenaman yang dihitung (atau diperlukan) ialah 2 m dan kita menambahnya secara sembarang sampai $2 \times 1,3 = 2,6$ m apakah dinding itu 30 persen lebih aman daripada sebelumnya? Pada kenyataannya dalam kasus ini, bagaimana kita dapat menghitung suatu nomor stabilitas (dan alasan untuk mengembalikannya kepada pemakaian SF sebagai gantinya)? Dengan peningkatan kedalaman ini tampak bahwa yang sebenarnya sedang kita coba ialah mengetahui terlebih dahulu:

1. Suatu beban tambahan tentang urugan-balik, atau
2. Suatu kehilangan atas garis keruk.

Kalau kasusnya demikian, kita sebenarnya harus menganalisis dinding itu untuk kondisi-kondisi yang sudah berubah ini dan memakai kasus yang diperkirakan "terburuk". Sebenarnya hal ini tidak akan memberikan nilai SF yang bersih, tetapi sudah pasti akan lebih mendekati kenyataan. Khususnya, kehilangan garis keruk dapat benar-benar menghasilkan dinding tak-aman dengan memakai peningkatan 30 persen atas kedalaman pembenaman yang dihitung (atau sebagai gantinya memakai $K_p/1,3$). Sebabnya ialah bahwa momen-momen lentur dan tekanan dinding secara eksponen bervariasi bersama dengan panjang yang tanpa dukungan.

Sebagai rangkuman, dianjurkan untuk memeriksa dinding itu untuk parameter tanah yang diperkirakan dan kondisi-kondisi perancangan, kemudian mungkin mengadakan pemeriksaan dengan memakai sudut ϕ yang 1 atau 2° lebih kecil (tergantung kepada betapa konservatifnya nilai-nilai awal yang diambil), dan kemudian memeriksa apakah terdapat kehilangan beberapa persen kedalaman yang terbenam. Kedalaman pembenaman paling besar untuk kasus-kasus terburuk kemudian dipakai untuk perancangan. Dengan cara serupa, kalau dinding itu berangker, pakailah kasus terburuk untuk daya batang angkernya.

Metode elemen berhingga memungkinkan cara yang relatif cepat untuk menganalisis kondisi-kondisi lapangan yang berubah ini. Metode-metode klasik jauh kurang dapat dipertanggung-jawabkan terhadap analisis jenis ini dan dengan demikian mendorong pemakaian SF.

13-5 GARIS KERUK MELANDAI

Pada kebanyakan bentuk luar dinding pancang turap garis keruknya tidak mendatar ($\beta = 0$) tetapi lebih sering melandai menjauhi dinding dengan $\beta < 0$. Wajar timbul pertanyaan bagaimana menangani keadaan ini dan dewasa ini terdapat sangat sedikit tuntunan dalam kepustakaan yang telah diterbitkan. Suatu kajian dinding model oleh Schroeder dan Roumillac (1983) menunjukkan bahwa kasus dasar yang melandai ini menghasilkan tahanan yang kurang pasif daripada untuk tanah yang mendatar; akan tetapi, hal ini sudah dapat

dipikirkan sebelum suatu pengujian. Prosedur analisis yang dipakai pada pengujian ini ialah satu di antara metode-metode klasik yang memakai K_a dan K_p ; namun demikian, nilai K_p diambil dari suatu penerbitan Perancis (oleh Caguot dan Kerisel) yang tidak tersedia secara luas. Penulis telah memperlihatkan bahwa teori metode plastisitas pada Bagian 11-6 memberikan nilai-nilai yang kira-kira sama seperti buatan Caguot dan Kerisel. Selama beberapa waktu juga telah ditetapkan bahwa kecuali kalau sudut ϕ -nya lebih besar dari 35° hanya terdapat perbedaan yang sedikit antara koefisien-koefisien Perancis dan buatan Coulomb. Perbedaan dua atau tiga derajat pada sudut gesekan dinding δ terdapat variasi yang cukup (biasanya diperkirakan) untuk membenarkan penerapan nilai-nilai Coulomb baik untuk K_a maupun K_p . Tabel 13-1 memberikan beberapa nilai untuk K_p dengan memakai persamaan-persamaan Coulomb (yang memungkinkan suatu sudut $-\beta$) sebagai perbandingan. Tabel itu juga memberikan nilai-nilai untuk suatu persamaan yang diperlihatkan pada tabel yang didasarkan atas gelincir yang keluar dari kemiringan sudut $45 - \phi/2$ (seperti diperlihatkan pada Gambar 4-6a) karena kemiringannya merupakan bidang yang utama.

Pada rancangan yang memakai metode klasik, kita dapat memakai K_p didasarkan atas lereng garis keruk ($-\beta$) dan berlanjut dengan sisa pekerjaan seperti untuk suatu garis keruk yang mendarat.

TABEL 13-1. Perbandingan K_p yang memakai persamaan Coulomb lawan nilai-nilai dari Caguot dan Kerisel seperti pada Schroeder dan Roumillac (1983) dan dari pengambilan sudut keluaran garis-gelincir pada lereng $45-\phi/2$ dengan memakai persamaan yang diberikan di bawah.

		β°		
ϕ°	δ°	0	-10	-20
30	15	Coulomb = 4,98	3,16	1,94
		C & K = 4,85	3,28	1,79
		Bowles = 5,80	3,35	2,07
30	20	6,11	3,65	2,13
		5,56	3,77	2,05
		8,64	4,15	2,38
35	17.5	7,36	4,34	2,59
		6,87	4,38	2,56
		9,81	4,72	2,73
35	23.4	10,00	5,37	2,99
		8,24	5,25	3,07
		23,83	6,62	3,34

Bowles K_p :

$$K_p = \frac{\cos \rho \cos \beta}{\sin (45 - \phi/2) (\cos \delta / [\tan (\rho + \phi)] - \sin \delta)}$$
$$\rho = 45 - \frac{\phi}{2} + \beta$$

Untuk: $\phi = 30^\circ$ dan $\beta = -10^\circ$
 $\rho = 45 - 30/2 - 10 = 20^\circ$

Pada suatu rancangan yang memakai metode elemen berhingga dianjurkan hal-hal berikut:

1. Perkiraan k_s seperti untuk suatu garis keruk yang mendarat (mungkin memakai Tabel 4-7 dengan $b/B = 0$).
2. Buatlah suatu pemecahan dan periksalah tekanan tanah simpul q_i dan gaya-gaya simpulnya.
3. Pada bagian atas dari kedalaman pembenaman hitunglah tahanan pasif pada beberapa kedalaman dan bila jauh lebih kecil daripada tahanan simpul yang diperlukan untuk

kestabilan (seperti diberikan pada lembar-lembar keluaran), gantilah reaksi tanah bagian atas dengan tahanan tanah positif yang dihitung dengan memakai NNZP dan hilangkan pegas tanah dengan memakai NRC dan nilai pegas = 0,0.

4. Kerjakan-ulang masalahnya dan periksalah hasilnya. Perhatikanlah bahwa perpindahan garis keruk dan momen pancang turap maksimum akan meningkat. Perhatikan pula bahwa dengan membuat pegas menjadi nol anda telah melanjutkan untuk memasukkan efek kedalaman pada k_s untuk di bawah simpul-simpul di mana pegas-pegas tersebut diubah menjadi nol. Secara efektif anda telah "gagal" memindahkan tanah dari garis keruk simpul ke dasar yang telah diubah menjadi nol dan menggantikannya dengan masukan matriks $-P$ dari gaya pasif yang telah dihitung.
5. Jika hasilnya menunjukkan perpindahan yang tidak dapat diterima, maka anda dapat melakukan satu di antara dua hal: (1) pakailah bagian pancang turap yang lebih kaku, atau (2) tingkatkan sedikit masukan matriks $-P$ tergantung kepada lereng garis keruk dan apakah nilai-nilainya mungkin terlalu kecil secara kenyataan. Kita tahu bahwa tahanan tanah cenderung untuk cepat meningkat menurut kedalaman tanpa menghiraukan penghitungan tekanan pasif.

Pada waktu anda membuat penghitungan untuk K_p , perhatikanlah bahwa terdapat tanda dengan kedua-duanya β dan δ ; akan tetapi untuk bentuk-luar ini tiang pancang itu cenderung untuk tercabut ke atas sehingga tanda untuk δ harus dipakai sebagai (+) dan konsisten dengan perolehan/turunan untuk K_p dalam Bab 11.

13-6 ANALISIS ELEMEN BERHINGGA PADA DINDING PANCANG TURAP

Metode elemen berhingga seperti disajikan dalam bahan berikut adalah metode paling efisien dan paling nalar untuk analisis pancang turap dan perancangan yang tersedia dewasa ini. Program yang sama dapat diterapkan baik untuk dinding konsol (Gambar 13-1a) dan untuk dinding anker (Gambar 13-1b) dan dengan beberapa penyesuaian dapat dipakai untuk dinding-dinding yang dikukuhkan pada Gambar 13-1c. Metode ini secara langsung memberikan profil perpindahan lateral (berlaku untuk perangkat parameter tanah dan kekakuan tiang pancang tertentu) maupun sebagai tekanan-tekanan simpul dalam daerah pasif di depan dinding, momen lentur pada simpul-simpul, dan gaya-gaya batang angker-nya. Tingkatan anker berganda dengan mudah dapat diatur sebagai kajian tunggal untuk anker dan parameter guna lokasi anker yang optimum dengan sangat mudah dapat dibuat sebagai data masukan dan tidak terlalu banyak. Sambil lalu, kita catat bahwa setiap bahan dinding dapat dianalisis—kita, tidak terbatas terhadap pancang turap yang diberikan dalam Bagian 13-2. Analisis mengungkapkan pusat tekanan untuk menahan dinding dalam suatu mode interaksi tanah-pancang daripada membuat asumsi sembarang tentang tekanan pasif seperti pada metode-metode klasik yang diberikan kemudian. Metode klasik untuk dinding pancang turap baja yang berangker yang terbatas kepada satu batang anker yang mati (pada kenyataan batang anker itu tidak mati karena merupakan pegas dengan AE/L) dan suatu asumsi ketetapan dengan kedekatan yang rapat terhadap garis keruk dan dengan pusat tahanan tekanan pasif yang tetap. Dengan memakai statika badan yang kaku kita temukan gaya batang anker, suatu kedalaman pembenaman, dan dengan penghitungan rumit kita temukan momen-momennya. Telah dikenal pada awal tahun 1950-an bahwa momen-momennya terlalu besar sehingga Rowe (1952, 1957) mengusulkan metode-metode untuk mengurangi momen tergantung kepada apakah tiang pancang tersebut berada pada pasir atau tanah lempung. Penulis telah memperlihatkan [Bowles (1974a)] bahwa metode elemen berhingga memberikan momen yang "dikurangi" yang akan diperoleh dengan memakai prosedur penurunan momen Rowe. Keuntungan-lebih khusus lain-

nya ialah bahwa cara yang sama untuk mengembangkan matriks kekakuan yang dipakai untuk pondasi batang-atas-elastis dari Bagian 9-8 dapat dipakai untuk dinding pancang turap sehingga sangat sedikit bahan baru yang harus dipelajari.

Metode elemen berhingga memakai persamaan yang sama (lihat program komputer dalam Lampiran B) seperti yang diberikan dalam Bab 9 dan untuk mudahnya diulangi di sini:

$$P = AF \quad e = A^T X \quad F = Se$$

dan menggantikannya untuk mendapatkan

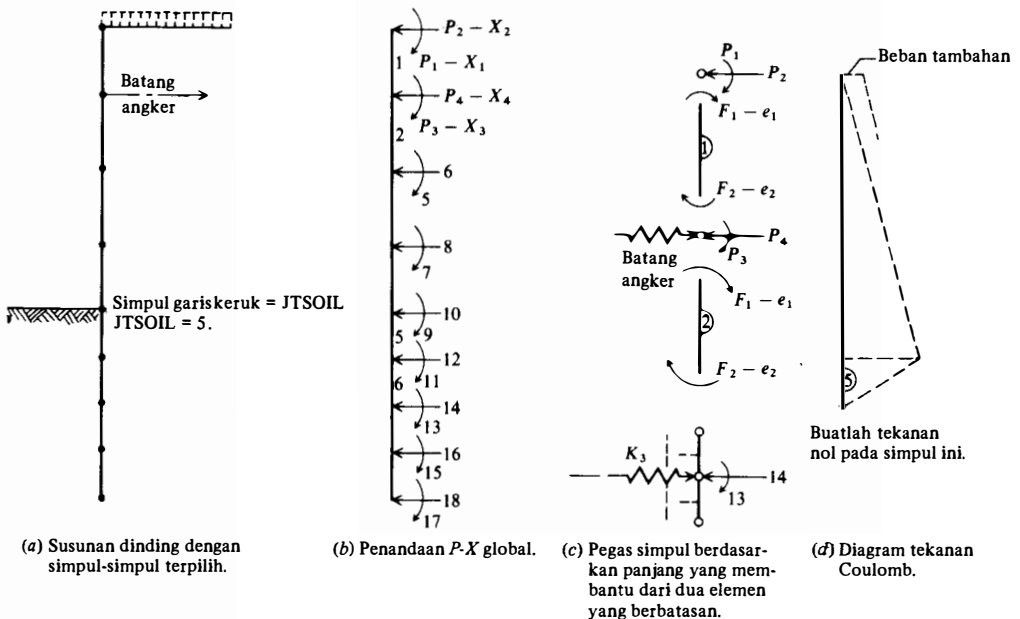
$$F = SA^T X \quad P = ASA^T X$$

dan akhirnya $X = (ASA^T)^{-1}P$ yang merupakan pelendutan dinding (peralihan dan perputaran). Dengan pelendutan pada setiap simpul yang sudah diketahui, maka momen-momen lentur dan reaksi simpul tanah (gaya pegas) dapat dihitung dari

$$F = SA^T X$$

Gambar 13-7 menggambarkan dinding pancang turap dan penandaan P - X maupun gaya-gaya elemen. Persoalannya pada keadaan sebenarnya masalah pondasi balok-atas-elastis yang diputar 90° dengan pegas tanah dihilangkan di atas garis keruk.

GAMBAR 13-7. Model elemen berhingga untuk dinding pancang turap baik untuk yang berkonsol atau yang berangker (termasuk anker jamak). Kedua pegas tanah dan pegas batang anker merupakan masukan sebagai masukan simpul. Di sini anker ditandai dengan simpul 2 dan programnya menghitung pegas tanah (K_3 diperlihatkan) untuk simpul 5 sampai 9 yang kemudian ditambahkan pada lokasi NP pada 4, 10, 12, 14, 16 dan 18 pada matriks kekakuan [STIFF (1)].



Diberi kelonggaran untuk batang-batang angker mengingat bahwa akan terpasang batang angker dalam suatu bagian dari potongan melintang A , modulus elastisitas E , dan dengan panjang L . Sekarang gaya dalam suatu anggota seperti ini (sejenis dengan batang suatu pengukuh) ialah $e = FL/AE$ dalam mekanika bahan.

$$F = \frac{AE}{L} e = \frac{AE}{L} X$$

karena e dan X bersamaan dan sejajar, dan di sini setara dalam geometri, karena kita selamanya akan menempatkan suatu simpul pada setiap lokasi batang-angker. Untuk angker tanah yang mungkin melandai dari horisontal, komponen gaya yang penting dan dihitung dalam analisis ialah komponen yang mendatar. Pada waktu kita menganalisis suatu lebar satuan dinding, maka AE/L dari batang angker dibagi-rata berdasarkan penjarakan s batang angker tersebut; dan untuk mendapatkan efek horisontal (η = lereng terhadap horisontal seperti diperlihatkan dalam Gambar 13-8), untuk mendapatkan pegas yang setara, dan dengan menggunakan catatan komputer.

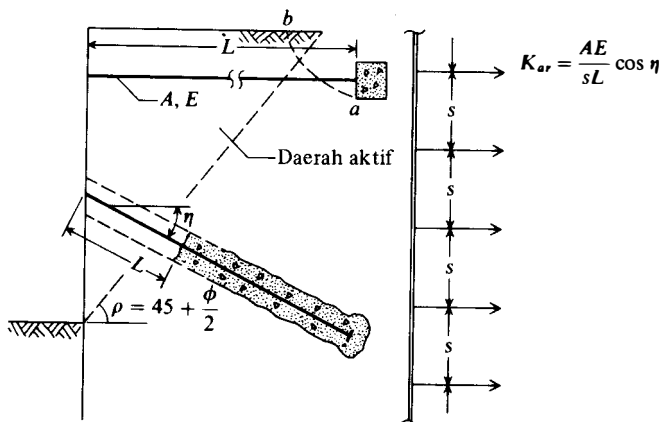
$$\text{ARSPG(I)} = \frac{AE}{sL} \cos \eta$$

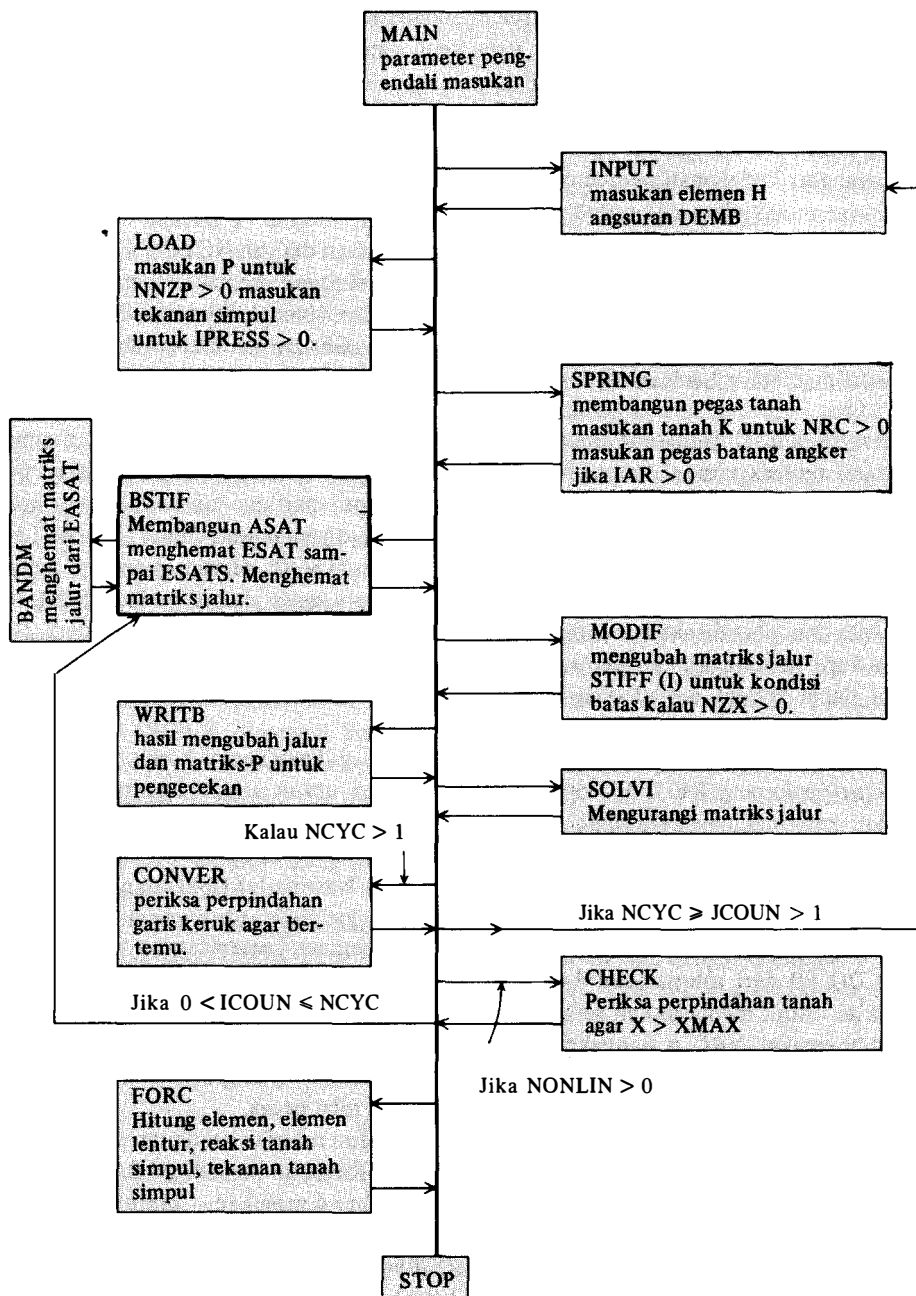
Hal ini dilakukan dengan tangan untuk memberi masukan ARSPG(I) dengan memakai parameter IAR (untuk batang angker) dan I = simpul batang angker.

Pegas tanah dihitung terpisah karena secara perhitungan akan lebih efisien untuk membangun deret kekakuan pada subrutin BSTIF dan belakangan menambahkan pegas simpul kepada matriks kekakuan. Akan lebih mudah pula untuk mengidentifikasi langkah-langkah program dan operasi-operasi peniadaan kesalahan untuk memisahkan sebanyak mungkin langkah-langkah perhitungan ke dalam subrutin.

Karena program dinding pancang turap memakai sejumlah subrutin maka diberikan suatu bagan arus dalam Gambar 13-9 di mana tampak bahwa semua acuan kepada subrutin, kecuali BANDM, dibuat dari program utama. Subrutin CONVER hanya diacu kalau $NCYC > 1$ dan CHECK hanya diacu kalau $NONLIN > 0$. Pada waktu kedua subrutin ini dipakai maka suatu loncatan mundur mengacu ke dalam MAIN dibuat berdasarkan hitungan JCOUN dan ICOUN seperti yang diperlihatkan.

GAMBAR 13-8. Perkembangan "pegas" batang angker berdasarkan penjarakan, bidang potongan-melintang A , modulus elastisitas E dan panjang L .





GAMBAR 13-9. Bagan-alir untuk program komputer B-9 pada Lampiran B yang menandakan subrutin dan urutan pengacuan dari MAIN. Perhatikan semua subrutin dipanggil dari MAIN kecuali BANDM.

Tinjauan Program Umum

Program ini dipecahkan ke dalam sejumlah subrutin. Dalam subrutin INPUT kita masukkan panjang elemen dan pada setiap pendauran ulang panjang elemen di bawah garis keruk ditingkatkan dengan DEPINC parameter masukan/banyaknya tambahan di bawah garis keruk. Hal ini memungkinkan kita untuk mendapatkan kedalaman penancangan optimal dengan memulai memakai nilai DEMB yang kecil dan berangsur menambahnya memakai DEPINC—tetapi memerlukan pemakaian panjang elemen yang konstan di bawah garis keruk. Faktor peningkatan kedalaman berangsur DEPINC harus ditentukan sebesar 1 sampai 2 kaki atau 0,2 sampai 0,5 m (nilai-nilai lebih besar untuk dinding konsol). Peningkatan berangsur kedalaman pembenaman tidak dilakukan untuk NCYC = 1 sehingga parameter ini memungkinkan kita untuk melakukan salah satu:

1. Memeriksa suatu susunan dinding-tanah yang diberikan dengan NCYC = 1.
2. Mendapatkan suatu kedalaman pembenaman optimal dan memakai suatu analisis tak linier dengan NCYC > 1. Dengan memakai NCYC = 4 sampai kira-kira 8 memberikan sejumlah percobaan yang wajar dan mencegah penghamburan sumber-sumber komputer yang berlebihan bila diberikan data masukan yang buruk.

Subrutin LOAD (muatan) memungkinkan kita untuk memasukkan tekanan simpul dari simpul puncak sampai simpul pertama di bawah garis keruk (1 sampai JTSOIL + 1). Perlu untuk memasukkan suatu nilai 0,0 untuk simpul pertama di bawah garis keruk karena program itu memakai profil tekanan seperti yang digambarkan dalam Gambar 13-7d untuk menghitung gaya simpul pada simpul 1 sampai JTSOIL dengan memakai metode bidang ujung rata-rata. Cara ini tidak menghitung suatu gaya simpul pada JTSOIL + 1 karena kita tak pernah akan mencapai pertemuan garis keruk kalau hal itu terjadi. Subrutin ini juga memungkinkan pemasukan matriks P simpul dengan memakai NNZP > 0 sehingga dapat dibuat model batang kukuh/angker baik sebagai suatu gaya atau suatu pegas.

Subrutin SPRING (pegas) menghitung pegas tanah di bawah garis keruk dan menerapkan faktor pengurang REDFAC kepada pegas pertama untuk agak menentukan kondisi tapak dan kemungkinan kerusakan tanah pada garis keruk. REDFAC = 1 tidak mengakibatkan suatu pengurangan pada pegas garis keruk. Metode pemusatan k_s kepada simpul-simpul sebagai pegas dalam program ini diberikan oleh Newmark (1943) dan absah untuk suatu kurva parabolik tetapi memberikan nilai-nilai sangat baik untuk kurva linier sampai kurva kubik kalau panjang elemennya tidak besar. Persamaan-persamaannya terdapat pada putaran DO 50 dari subrutin ini dan tidak akan diulangi di sini. Rutin ini juga memungkinkan kita untuk memasukkan setiap pegas tanah yang mengesampingkan nilai-nilai yang dihitung memakai NRC = banyaknya pegas masukan. Subrutin ini juga memungkinkan pemasukan pegas batang angker dengan memakai IAR = banyaknya batang angker. Kita memasukkan semua pegas lewat pengenalan simpul dan nilai pegas.

Subrutin BSTIF kemudian disebut untuk membangun matriks kekakuan elemen ESAT dan EASAT untuk setiap elemen menurut gilirannya. Rutin ini memanggil BANDM untuk mendapatkan bagian yang terikat (jalur itu hanya selebar 4 masukan—suatu ciri yang menarik secara khusus tentang program ini dibandingkan metode perbedaan yang berhingga). Hal ini dihemat dalam suatu tataan tunggal STIFF(I) untuk efisiensi sumber komputer. ESAT itu dihemat pada rutin ini sehingga hal itu belakangan dapat dipakai untuk menghitung gaya-gaya elemen (momen-momen lentur).

Selanjutnya dipanggil subrutin MODIF yang memungkinkan pemasukan kondisi-kondisi batas berdasarkan NZX > 0. Nilai-nilai NP batas merupakan masukan sebagai NXZERO dan perpindahan-perpindahan yang diketahui dikenal sebagai XSPEC(I). Hal ini memungkinkan, katakanlah untuk menetapkan puncak dinding (atau setiap lokasi simpul

lainnya). Sementara program itu memungkinkan nilai-nilai yang bukan nol XSPEC(I), jarang kita akan mengetahui kondisi-kondisi batas lain selain dari nol. Rutin ini juga dipakai untuk menambah pegas tanah dan pegas batang angker terhadap ketentuan diagonal yang cocok dari tataan STIFF(I). Tataan itu kemudian diralat untuk setiap kondisi batas dan pada waktu kembali ke MAIN maka hal yang telah diralat (atau diralat hanya untuk pegas atas diagonal) STIFF(I) ditulis bersamaan dengan matriks P yang telah ditinjau kembali. Hal ini dilakukan untuk mengecek karena suatu kondisi batas harus mempunyai suatu deret horisontal 0,0 kecuali untuk masukan pertama yang berupa 1,0. Sebuah diagonal yang naik ke sebelah kanan juga mempunyai semua nilai 0 dan masukan P harus merupakan nilai dari XSPEC(I).

Subrutin SOLV1 kemudian dipanggil untuk mengurangi matriks jalur/gelang dan menggantikan matriks P dengan matriks perpindahan. Perhatikan bahwa matriks P asli tetap disimpan untuk NCYC > 1 sehingga dapat dipakai kembali.

Subrutin CONVER dipanggil bila NCYC > 1 dan dalam kasus ini program itu selamanya melakukan paling sedikit dua daur sehingga perpindahan garis keruk yang sekarang dan yang terdahulu dapat diperbandingkan. Pada waktu dua nilai berturut berada dalam rentang dari nilai masukan CONV (biasanya sekitar 0,01 kaki atau 0,00025 m) maka penambahan kedalaman benaman tidak akan menyebabkan perubahan lebih lanjut dalam perpindahan garis keruk. Karena pembulatan oleh komputer dan perubahan-perubahan kecil dalam masukan matriks- P dari garis keruk bertambah sesuai dengan kedalaman pembenaman, maka tidak mungkin untuk membandingkan secara tepat perpindahan yang sedang berlaku dan yang terdahulu, karena itu maka dipakai parameter CONV. Perhatikan pula bahwa inilah sebabnya mengapa program itu tidak menghitung masukan matriks- P untuk simpul JTSOIL + 1. Rutin ini akan mendaur kepada NCYC kecuali jika terjadi pertemuan sebelum terjadinya daur yang banyak ini. Kalau tidak terjadi pertemuan dalam pengulangan NCYC, periksalah keluaran yang terakhir (juga periksa apakah ada kesalahan masukan) dan buatlah revisi atas kedalaman pembenaman DEMB dan jalankan kembali.

Subrutin CHECK dipanggil sesudah konvergensi untuk melihat apakah perpindahan garis keruhnya $X_i > XMAX$. Kalau pegas simpul digerakkan secara rutin dan ditempatkan kembali terhadap masukan matriks- P dan pendauran ulang. Perlu diperhatikan bahwa seluruh perpindahan simpul di bawah garis keruh diperiksa dengan $X > XMAX$ dan tidak sesuai dengan garis keruh — yang mana biasanya lebih disenangi untuk mendapatkan suatu perpindahan yang eksessif.

Subrutin FORC dipanggil kalau ditemukan kriteria konvergensi dan perpindahan (atau NCYC = 1) dan pada waktu menghitung momen lentur elemen dengan memakai perangkat perpindahan yang terakhir dari subrutin SOLV1. Di sini juga dihitung reaksi simpul tanah dan tekanan tanah dengan memakai notasi program.

$$R = \text{SPRING}(I) * X_i$$

$$q = X_i SK_i \quad (X_i k_s)$$

dan gaya batang angker dihitung dengan cara serupa seperti R di atas. Semua data ini kemudian dituliskan.

Gaya-gaya batang angker itu langsung dipakai dalam perancangan momen angker dan momen lenturnya diperiksa untuk melihat apakah tegangan bahan yang diperbolehkan itu dilampaui dengan pemakaian

$$f = \frac{M}{S} \leq f_a$$

di mana f = tegangan sebenarnya, M = momen lentur/lebar satuan, dan S = modulus penampang dari turap juga untuk suatu lebar satuan. Tabel-tabel seperti A-3 dalam Lampiran

A dapat dipakai untuk mendapatkan modulus penampang dari tiang pancang turap yang terbuat dari bahan penampang yang dirol.

Periksalah apakah tekanan tanah simpul itu masuk akal atau mungkin. Paling sedikit hal-hal itu tidak boleh melebihi nilai-nilai kapasitas dukung atau tekanan tanah pasif pada setiap kedalaman simpul. Akhirnya periksalah perpindahan-perpindahan simpul di bawah garis keruk. Kalau kesemua itu maju dan cukup besar maka dengan sendirinya jelaslah bahwa telah terjadi keruntuhan gelincir. Sebagai contoh bila simpul dasarnya mempunyai perpindahan $+X$ sebesar 0,001 kaki maka hal ini dapat diabaikan, akan tetapi jika perpindahan itu 0,1 kaki (lebih dari 1 in) maka hal ini cukup besar untuk suatu kerusakan gelincir dalam tanah dasar dan kedalaman pembenamannya harus ditingkatkan.

Langkah-langkah Pemecahan

Langkah-langkah dalam membuat pemecahan elemen berhingga adalah sebagai berikut:

1. Gambarkan susunan tanah-dinding pada skala yang masuk akal dan tentukan lokasi simpulnya. Tentukan lokasi simpul pada titik-titik batang angker (yang mungkin bersifat sementara karena beberapa lokasi untuk jangkar (angker) itu kurang optimal daripada yang lain dan mungkin akan diperlukan suatu pencarian untuk suatu kombinasi dinding dan jangkar yang terbaik). Tentukanlah lokasi simpul-simpul di mana terjadi perubahan lapisan tanah dan pada ketinggian muka air tanah. Coba usahakan menekan rasio panjang elemen yang berbatasan di bawah 5 dan lebih disukai di bawah 3. Panjang elemen tidak harus konstan seperti untuk metode perbedaan berhingga.
2. Hitunglah tekanan tanah lateral dari permukaan tanah sampai ke garis keruk dengan memakai K_a dari Coulomb (lebih disukai) atau persamaan Rankine. Pada tempat di mana lapisannya berubah, pakailah suatu nilai rata-rata yang akan memasukkan suatu galat penghitungan kecil kecuali bila kedua elemen penunjang adalah sama panjangnya. Pada langkah ini mungkin banyak pekerjaan sibuk, sehingga dianjurkan suatu program seperti program B-25.
3. Perkirakanlah k_s di bawah garis keruk. Untuk kedalaman sampai kira-kira 5 m seharusnya tidak ada perbedaan besar antara garis keruk dan simpul-simpul paling bawah, dan untuk lempung mungkin sudah memadai memakai nilai konstan berdasarkan lapisan tanah atas. Untuk pasir akan terdapat sedikit kenaikan yang mengikuti kedalaman.
4. Tentukanlah lokasi di mana anda akan memasukkan pegas tanah untuk mengesampingkan nilai-nilai yang dihitung oleh program tersebut. Lokasi-lokasi ini mungkin pada tempat-tempat di mana terjadi perbedaan-perbedaan menyolok dalam lapisan-lapisan yang berbatasan, lensa-lensa lunak yang sudah dikenal, atau lapisan tipis tanah yang buruk, berongga dan yang sejenis.
5. Pilihlah bagian dinding sementara dan dapatkan momen kelembaman/lebar satuan dan modulus bagian/lebar satuan sehingga momen keluarannya dapat diperiksa untuk tegangan lentur sebenarnya.
6. Pilihlah suatu potongan melintang A suatu batang jangkar sementara, panjang L dan jarak-sela s sehingga pegas batang angker.

$$ARSPG(K) = \frac{AE}{sL} \cos \eta$$

dapat dihitung. Langkah 5 dan 6 mewakili kerugian kecil dari metode elemen berhingga tetapi lebih dari terimbangi oleh analisis interaksi tanah-struktur yang lebih nalar.

7. Hitunglah setiap gaya batang angker sebagai masukan pilihan lain dengan memakai NNZP (banyaknya masukan matriks- P yang bukan). Juga ada kemungkinan dan

mungkin lebih disukai dalam kasus-kasus tertentu untuk menghitung gaya-gaya simpul tekanan tanah aktif sebagai pengganti dari pemasukan tekanan-tekanan simpul [PRESS(I)] yang juga dapat dilakukan dengan memakai $NNZP > 0$.

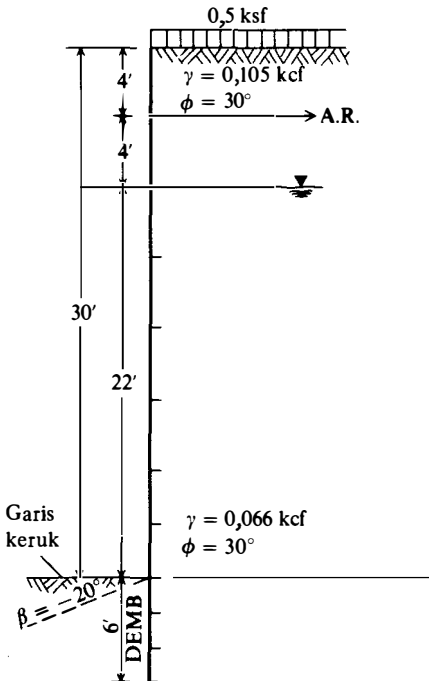
8. Periksalah keluaran untuk tegangan momen $f = M/S > f_a$ dan tekanan tanah simpul q yang terlalu besar, dan perpindahan-perpindahan simpul. Kalau perpindahan simpul itu terlalu besar, maka hal itu dapat dikendalikan baik dengan mengubah potongan tiang pancang atau memindahkan batang-batang angker. Periksalah gaya batang angker untuk mengetahui apakah batang angkernya ditegangkan berlebih. Buatlah revisi-revisi percobaan bila perlu dan daurkan kepada 5 seperti yang diperlukan sampai tercapai susunan dinding yang optimal.

13-7 CONTOH ELEMEN BERHINGGA

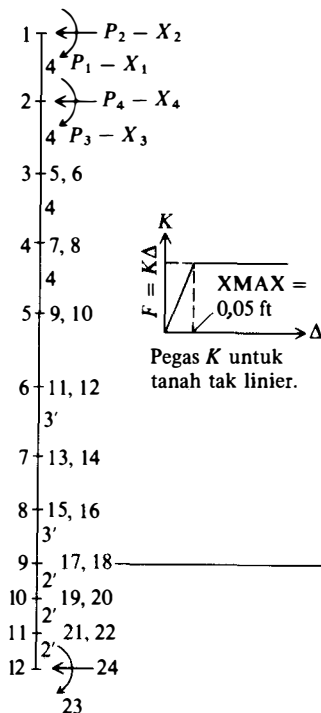
Contoh-contoh berikut diambil dari pemakaian program komputer B-9 dalam Lampiran B dan akan menggambarkan metode elemen berhingga dengan cara yang umum. Keahlian hanya dapat dicapai dengan membuat beberapa penghitungan dalam kajian-kajian parametrik yang berada di luar cakupan suatu buku-ajar. Begitu pula tidaklah mungkin untuk menunjukkan pengulangan yang perlu untuk mengoptimalkan setiap contoh-contoh ini karena terdapat hasil keluaran banyak sekali yang tidak praktis dalam suatu buku-ajar.

Contoh 13-1. Diketahui susunan dinding tanah dalam suatu bahan tak berkohesi seperti dalam Gambar E13-1a. Dinding itu harus dipancangkan, jangkarnya harus dipasang dan tanah yang tersisa di depan harus digali sampai garis keruk dan dipakai

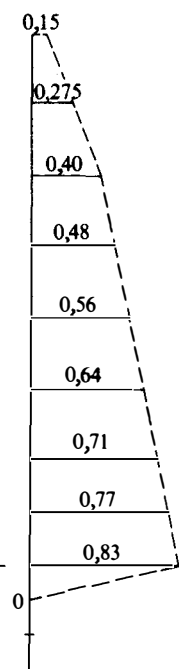
GAMBAR E13-1a
Susunan tanah-dinding



GAMBAR E13-1b
Pengkodean P-X.



GAMBAR E13-1c
Diagram tekanan



PEMECAHAN UNTUK DINDING TIANG PANCANG TURAP + + + + +

NO OF NP = 26 NO OF MEMBERS NM = 12 NO OF NON-ZERO P. NNZP = 0
 NO LOAD CASES, NLC = 1 NO OF ITERATIONS, NCYC = 5
 CORRECTED NODE SOIL SPRINGS NRC = 0 NODE SOIL STARTS, JTSOIL = 9
 NON-LINEAR, NONLIN = 1 NO OF ANCHOR RODS, IAR = 1
 NO OF BOUNDARY CONDITIONS, NZX = 0 IMET (SI > 0) = 0
 NO OF NODE PRESSURE ENTRIES, IPRESS = 10
 MODULUS OF ELASTICITY = 4176.000 KSF
 MAX LINEAR SOIL DEFORM XMAX = 0.050 FT
 SOIL MODULUS = 10.000 + 20.000 * Z ** 1.000 K/FT**3
 DEPTH OF EMBED, DEMB = 9.000 FT DEPTH INCREMENT = 1.000 FT
 WALL WIDTH, BSWP = 1.00 FT DREDGE LINE REDUCT FACTOR REDFAC = 0.90

ANCHOR ROD LOCATED AT NODE NOS = 2

MEMBER AND NODE DATA FOR UNIT WIDTH OF WALL (WRITTEN IN SUBROUTINE "SPRING")

MEMNO	NP1	NP2	NP3	NP4	LENGTH	INERTIA, FT*4	NODE	KS, K/FT*3	SPRGS--SOIL/A.R.	NODE Q, KSF
1	1	2	3	4	4.0000	0.00888	1	0.000	0.000	0.1500
2	3	4	5	6	4.0000	0.00888	2	0.000	505.900	0.2800
3	5	6	7	8	4.0000	0.00888	3	0.000	0.000	0.4000
4	7	8	9	10	4.0000	0.00888	4	0.000	0.000	0.4800
5	9	10	11	12	4.0000	0.00888	5	0.000	0.000	0.5600
6	11	12	13	14	4.0000	0.00888	6	0.000	0.000	0.6400
7	13	14	15	16	3.0000	0.00888	7	0.000	0.000	0.7100
8	15	16	17	18	3.0000	0.00888	8	0.000	0.000	0.7700
9	17	18	19	20	2.2500	0.00888	9	10.000	25.313	0.8300
10	19	20	21	22	2.2500	0.00888	10	55.000	123.750	0.0000
11	21	22	23	24	2.2500	0.00888	11	100.000	225.000	
12	23	24	25	26	2.2500	0.00888	12	145.000	326.250	
							13	190.000	196.875	

THE BAND MATRIX CORRECTED FOR ANY BOUNDARY CONDITIONS

P-MATRIX (ADJ FOR NZX)

1	37083.	13906.	18541.	-13906.	1	0.0000
2	6953.	13906.	-6953.	0.	2	0.3867
3	74166.	0.	18541.	-13906.	3	0.0000
4	14412.	13906.	-6953.	0.	4	1.1133
5	74166.	0.	18541.	-13906.	5	0.0000
6	13906.	13906.	-6953.	0.	6	1.5733
7	74166.	0.	18541.	-13906.	7	0.0000
8	13906.	13906.	-6953.	0.	8	1.9200
9	74166.	0.	18541.	-13906.	9	0.0000
10	13906.	13906.	-6953.	0.	10	2.2400
11	74166.	0.	18541.	-13906.	11	0.0000
12	13906.	13906.	-6953.	0.	12	2.5533
13	86527.	10816.	24722.	-24722.	13	0.0000
14	23434.	24722.	-16481.	0.	14	2.4683
15	98063.	0.	24722.	-24722.	15	0.0000
16	32963.	24722.	-16481.	0.	16	2.3100
17	115369.	19228.	32963.	-43950.	17	0.0000
18	55573.	43950.	-39067.	0.	18	1.8375
19	131850.	0.	32963.	-43950.	19	0.0000
20	78257.	43950.	-39067.	0.	20	0.0000
21	131850.	0.	32963.	-43950.	21	0.0000
22	78358.	43950.	-39067.	0.	22	0.0000
23	131850.	0.	32963.	-43950.	23	0.0000
24	78460.	43950.	-39067.	0.	24	0.0000
25	65925.	-43950.	0.	0.	25	0.0000
26	39264.	0.	0.	0.	26	0.0000

CYCLE NO = 1 D.L. DEFL: PREVIOUS = 0.00000 CURRENT = 0.06775

MEMBER AND NODE DATA FOR UNIT WIDTH OF WALL (WRITTEN IN SUBROUTINE "SPRING")

MEMNO	NP1	NP2	NP3	NP4	LENGTH	INERTIA, FT*4	NODE	KS, K/FT*3	SPRGS--SOIL/A.R.	NODE Q, KSF
1	1	2	3	4	4.0000	0.00888	1	0.000	0.000	0.1500
2	3	4	5	6	4.0000	0.00888	2	0.000	505.900	0.2800
3	5	6	7	8	4.0000	0.00888	3	0.000	0.000	0.4000
4	7	8	9	10	4.0000	0.00888	4	0.000	0.000	0.4800
5	9	10	11	12	4.0000	0.00888	5	0.000	0.000	0.5600
6	11	12	13	14	4.0000	0.00888	6	0.000	0.000	0.6400
7	13	14	15	16	3.0000	0.00888	7	0.000	0.000	0.7100
8	15	16	17	18	3.0000	0.00888	8	0.000	0.000	0.7700
9	17	18	19	20	2.5000	0.00888	9	10.000	20.000	0.8300
10	19	20	21	22	2.5000	0.00888	10	60.000	150.000	0.0000
11	21	22	23	24	2.5000	0.00888	11	110.000	275.000	
12	23	24	25	26	2.5000	0.00888	12	160.000	400.000	
							13	210.000	241.667	

EXAMPLE	13-1	5	9	0	1	1	0	10	0.0888	1.
1	0.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
2	1.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
3	2.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
4	3.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
5	4.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
6	5.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
7	6.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
8	7.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
9	8.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
10	9.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
11	10.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
12	11.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
13	12.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
14	13.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
15	14.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
16	15.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
17	16.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
18	17.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
19	18.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
20	19.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
21	20.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
22	21.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
23	22.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
24	23.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
25	24.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
26	25.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
27	26.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
28	27.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
29	28.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
30	29.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
31	30.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
32	31.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
33	32.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
34	33.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
35	34.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
36	35.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
37	36.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
38	37.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
39	38.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
40	39.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.	
41	40.9	0	0.01	0.01	1.	0	10	0.0888	1.</	

GAMBAR E13-1

sebagai urugan-balik di belakang dinding. Dinding ini juga dianalisis dengan memakai cara dukungan "tanah bebas" yang klasik dalam Contoh 13-6.

Ditanyakan: Carilah potongan tiang pancang turap canai yang sesuai dan batang jangkar (angker) untuk susunan itu.

Pemecahan. Perkirakan $\gamma = 0,105$ kcf di atas garis air dan 0,066 kcf untuk di bawah garis air. Hal ini lumayan tinggi untuk pasir dan sudut gesekan intern ϕ mungkin berada pada besaran 34 sampai 36° kalau diukur; akan tetapi, pasirnya agak bulat dari kegiatan ombak dan mungkin menjadi agak lepas selama penggalian sehingga secara konservatif kita akan memperkirakan $\phi = 30^\circ$. Dengan muka air pada kedua sisi dinding (pancang turap tembus air pada sambung-kaitnya) hal itu diabaikan dalam penghitungan tekanan simpul (untuk tekanan tanah aktif).

Langkah 1. Gambarkanlah Gambar E13-1a, b, dan c (setelah menghitung profil tekanan tanah aktif). Perhatikanlah bahwa kita mungkin memakai elemen-elemen 2 kaki secara keseluruhan kecuali turap-turap keluaran akan agak kurang dengan memakai sejumlah elemen-elemen 4 kaki yang beralih ke dalam daerah pembenaman pada rasio $3/2 = 1,5$. Kita akan memulai dengan kedalaman pembenaman yang diperlihatkan dan pencarian untuk nilai terbaik.

Langkah 2. Dari pengkodean $P-X$ dan bentuk-luar simpul pada umumnya dapatkanlah:

NP = 24 Banyaknya suku NM = 11

NBAND = $4 - 1 + 1 = 4$ (selamanya).

Pakailah kasus 1 muatan sehingga NLC = 1. Tak ada muatan terhadap masukan sehingga NNZP = 0.

Kita mempunyai sebuah dinding pancang turap sehingga ITYPE = 0.

Tak ada pegas tanah yang dikoreksi sehingga NRC = 0

Simpul garis keruk JTSOIL = 9 Sebuah batang jangkar pada simpul 2 memberikan IAR = 1.

Tidak ada kondisi batas sehingga NZX = 0

Kita akan memasukkan 10 tekanan simpul sehingga IPRESS = 10 (terakhir PRESS(I) = 0,0

Kita memakai satuan-satuan Fps sehingga IMET = 0.

Batasilah pengulangan sampai 5 sehingga NCYC = 5.

Masukan lain yang memerlukan penjelasan:

E = modulus elastisitas tiang pancang baja = 29 000 ksi = 4.176.000 ksf

XMAX = 0,05 kaki (kira-kira $\frac{1}{2}$ inci) lihat lakar pada Gambar E13-1.

REDFAC = 0,9 (buatlah suatu kelonggaran untuk kerusakan tanah pada garis keruk)

CONV = 0,01 (kira-kira $\frac{1}{8}$ inci)

DEPINC = 1 kaki (tingkatkan kedalaman pembenaman dengan 1 kaki/daur)

BSHP = 1,0 kaki (pakailah lebar satuan yang konsisten dengan masukan-masukan tekanan).

Kita akan mencoba suatu potongan tiang pancang turap PZ-27 yang mempunyai total $1 = 276,3 \text{ in}^4$ dalam suatu lebar sebesar 18 in sehingga nilai masukan XI = $276,3(12/18)/144^2 = 0,00888 \text{ kaki}^4$

Kita akan memakai batang-batang jangkar baja dengan diameter 2 in yang panjangnya 30 kaki pada jarak sela $s = 6$ kaki sehingga pegas batang jangkar/kaki pada lebarnya dihitung sebagai

$$\text{ASPRG(I)} = \frac{3,14(29\,000)}{6 \times 30} = 505,9 \text{ k/ft}$$

Untuk modulus tanah pakailah:

$$k_s = SK = 12(cN_c + 0,5\gamma BN_\gamma) + 12(\gamma N_q Z^1)$$

Dapatkanlah ketentuan-ketentuan N_i dari Tabel 4-4 (nilai-nilai Hansen) yang menghasilkan

$$k_s = 12(0,066(1)(15,1) + 12(0,066)(18,4)Z$$

dengan sedikit pembulatan nilai-nilai.

$$k_s = 10 + 20Z \quad (AS = 10 \quad BS = 20 \quad \text{dan} \quad EXPO = 1)$$

Dengan memakai data ini telah dibuat sejumlah percobaan yang berkisar dari DEMB = 6 sampai 14 kaki. Ditemukan bahwa untuk deret kedalaman pembebanan ini maka deret nilai-nilainya adalah sebagai berikut:

	Dari	Sampai
Pelendutan garis keruk, kaki	0,0724	0,0533 ($\pm \frac{1}{4}$ in)
Momen lentur maksimum, k ² kaki	55,5	44,5
Gaya batang jarngkar, kips	7,76	7,02
Tekanan tanah maksimum, ksf	2,5	2,1

Dari hal-hal ini maka diputuskan bahwa suatu kedalaman pembenaman tampaknya memadai sehingga data yang ditetapkan telah direvisi menjadi DEMB = 9 kaki (untuk mendaur 1 kali dan kemudian memeriksa efek tak linier) dan sebuah simpul tambahan ditambahkan di bawah garis keruk sehingga kita memulai dengan empat elemen sebesar masing-masing 2,25 kaki. Cara ini agak menegaskan reaksi tanah dengan lebih baik. Kecuali untuk membatasi hasil untuk buku-ajar, sebetulnya akan lebih baik untuk memakai sembilan elemen pada masing-masing 1 kaki di bawah garis keruk karena peningkatan pada sumber-sumber komputer yang memakai lebar-jalur sebesar 4 akan merupakan minimum. Perangkat data percobaan terakhir ini diperlihatkan pada Gambar E13-1d.

Pembahasan Keluaran Komputer (butir-butir yang dibahas ditandai dengan \checkmark).

1. Kita perhatikan (Gambar E13-1d) bahwa program itu mendaur satu kali dan pertemuan dalam CONV = 0,01 terpenuhi pada 0,067 75 lawan 0,063 81 pada daur kedua.
2. Karena 0,06381 > 0,050 maka rutin tak linier telah diaktifkan dan program itu menghitung suatu gaya garis keruk sebesar

$$F = -0,05(30) = -1,50 \text{ kips}$$

yang ditambahkan kepada masukan- P simpul garis keruk sebesar 1,8375 kips sebagaimana disenaraikan sehingga menghasilkan

$$P(18) = 1,8375 - 1,500 = 0,338 \text{ (hasil dengan momen).}$$

Pada waktu hal ini dilakukan maka perpindahan garis keruk sedikit meningkat menjadi 0,065 65 sebagaimana diperlihatkan dan hal ini bukan tak-terduga karena efek tak-linier menyebabkan tahanan tanah menjadi terbatas pada simpul itu sebesar 1,5 kips dan pada daur terdahulu tanah itu tampaknya mengembangkan suatu tahanan sebesar

$$F = 0,063 \ 81(30) = 1,91 \text{ kips.}$$

3. Pancang turap jarang dirancang untuk pergeseran; akan tetapi, jumlah momen ujung elemen (termasuk tanda) dibagi oleh panjang elemen itu adalah geser ujung elemennya. Momen-momen itu mengecek-sendiri—momen pada ujung elemen yang jauh m = momen pada ujung elemen yang dekat $m + 1$. Momen-momen ujung-bebas juga = 0,0 (simpul 1 dan 12).
4. Momen perancangan maksimum terdapat pada ujung elemen 5 atau ujung permulaan pada elemen 6 (pada simpul 6) dan sebesar 48,6 k · kaki. Dengan mengecek ini dan memakai modulus bagian yang diberikan dalam Tabel A-3 kita memperoleh

$$f = 48,6 \times \frac{12}{45,3} \frac{12}{18} = \frac{583,2}{30,2} = 19,3 \text{ ksi}$$

Karena kita dapat memakai 25 ksi (paling sedikit) untuk baja A-328 (paling ekonomis).

5. **Gaya batang jangkar (angker)** itu dibaca langsung dari keluaran (dikelompokkan dengan momen dan data lainnya) sebagai 7,3325 kips (lihat pada SPG FORCE). Untuk $s = 6$ kaki total gaya jangkarnya adalah

$$F_{\text{angker}} = 6(7,33) = 44 \text{ kips}$$

$$f = \frac{F}{A} = \frac{44}{3,14} = 14 \text{ ksi}$$

Batang jangkar itu dirancang agak berlebihan untuk baja A-36. Kita mempunyai tiga faktor:

- jangkar yang memakai ulir berdiameter 2-in—dalam kasus ini bidang efektif pada akar ulir adalah kurang dari $3,14 \text{ in}^2$;
- batang jangkar yang memakai ulir terbalik—dalam kasus ini luas efektifnya adalah seluruh (gross) bidang;
- ada pendapat bahwa gaya batang jangkar akan bertambah menurut waktu karena tanah mengalami penurunan dari bawah batang sehingga menjadi balok yang ditopang pada dinding dan pada tempat penjangkaran, dan sebagai tambahan kepada beban batang jangkar menyumbu, juga menahan kedalaman tanah dan bobotnya-sendiri sebagai pembebanan seragam sepanjang arah batang—beberapa ahli menyarankan bahwa pembebanan jangka panjang ini hampir dapat menggantikan gaya batang jangkar.

Kalau ada yang menganggap bahwa batang itu dirancang berlebihan, maka suatu pemeriksaan cepat ialah dengan mencoba, katakanlah dengan batang berdiameter 1,75 in dan menghitung-ulang program—sehingga mendapatkan perpindahan lateral yang agak lebih besar tetapi batang dengan diameter berbeda itu dapat merupakan suatu penghematan.

- Profil perpindahan tiang pancang turap tidak tampak tak-dapat diterima. Perpindahan menyamping (lateral) maksimum adalah 0,133 07 kaki (1,60 in) dan sebesar 0,014 49 kaki pada batang jangkar (0,17 in) dan kita telah memeriksa garis keruknya.
- Tekanan tanah menunjukkan suatu tekanan pasif maksimum di depan dinding sebesar 2,478 ksf pada simpul 10 dan suatu tekanan pasif maksimum di belakang dinding sebesar -3,549 ksf (dengan sederhana berarti bahwa simpul dasar bergerak ke arah (urugan). Pada kedalaman 10 kaki tampaknya tanah dapat menahan tekanan lateral yang lebih besar (atau kapasitas dukung vertikal).

Ringkasan: Perancangan itu tampaknya memadai untuk

Potongan PZ-27. Kedalaman pembenaman = 10 kaki

Batang Jangkar = diameter 2-in ditempatkan pada simpul 2

Pakaihlah baja A-328 yang anti karat yang cocok untuk tiang pancang

Contoh 13-2. Perlu mencari kedalaman pembenaman, gaya batang jangkar, dan potongan tiang pancang turap yang memadai kalau garis keruk pada Contoh 13-1 melandai dengan sudut $\beta = -20^\circ$.

Pemecahan. Dari beberapa percobaan yang tidak diperlihatkan untuk sementara, pilihlah suatu kedalaman pembenaman 18 kaki dengan memakai delapan elemen sepanjang 2,25 kaki masing-masing (pakailah delapan buah untuk menentukan profil tekanan simpul/

gaya simpul di bawah garis keruk). Untuk suatu pemecahan dengan memakai garis keruk horisontal kita dapatkan:

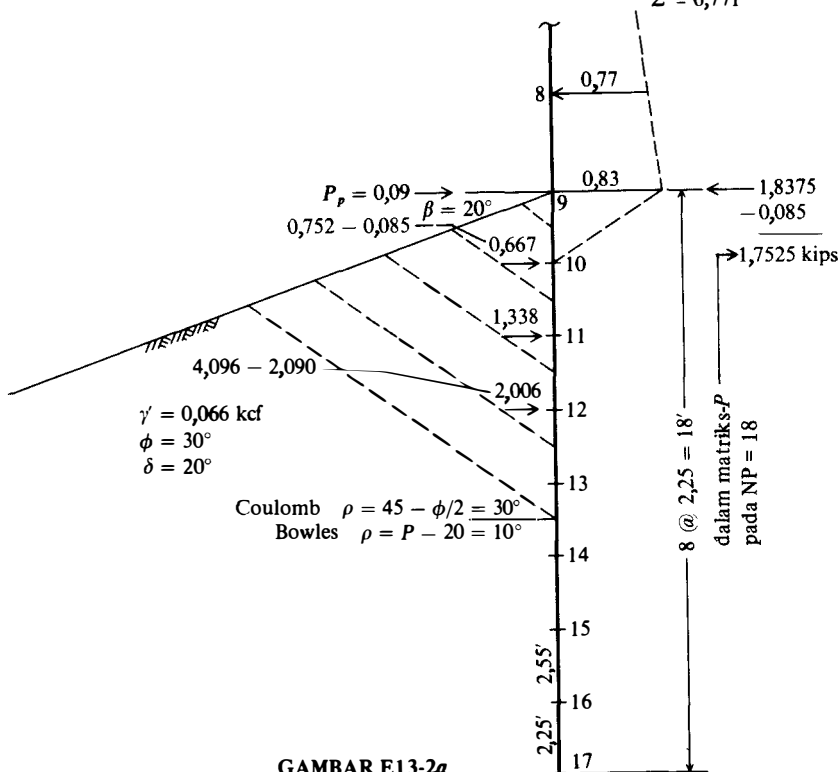
Simpul	Reaksi simpul, kips
9	1,26
10	4,23
11	4,32
12	2,79
13	0,90 dan sebagainya.

Kalau reaksi simpul ternyata lebih besar daripada gaya tahanan pasif potensial maka kita akan meniadakan (zero) pegas simpul dan menggantinya dengan gaya pasif yang mungkin.

Hitunglah K_p dengan memakai Persamaan (11-6) untuk $\beta = -20^\circ$, $\delta = 20^\circ$, dan $\phi = 30^\circ$ untuk mendapatkan $K_p = 2,13$ (seperti dalam Tabel 13-1). Kita dapat memakai rumus Bowles untuk K_p yang lebih besar dari 2,38 tetapi kita akan memakai nilai Coulomb karena perbedaannya tidak besar.

Dengan mengambil setengah jarak antara simpul-simpul seperti yang diperlihatkan pada Gambar E13-2a maka gaya pasif (komponen horisontal dengan memakai $\cos \delta$) dihitung sebagai berikut:

Simpul	z_i	$P_{ph} = 0,5 \gamma z_i^2 K_p \cos 20$	P_p sebelumnya	P_{ph} bersih
9	1,125	0,085	-0	= 0,085
10	3,375	0,752	-0,085	= 0,667
11	5,625	2,090	-0,752	= 1,338
12	7,875	4,096	-2,090	= 2,006
13	10,125	6,771	-4,096	= 2,675 > 0,9
				$\Sigma = 6,771$



GAMBAR E13-2a

SOLUTION FOR SHEET PILE WALL ++++++

NO OF NP = 34 NO OF MEMBERS NM = 16 NO OF NON-ZERO P. NNZP = 4
 NO LOAD CASES = 1 NLC = 1 NO OF ITERATIONS. NCYC = 1
 CORRECTED NODE SOIL SPRINGS NRC = 4 NODE SOIL STARTS. JTSSOIL = 9
 NON-LINEAR. NONLIN = 0 NO OF ANCHOR RODS. IAR = 1
 NO OF BOUNDARY CONDITIONS. NZX = 0
 NO OF NODE PRESSURE ENTRIES. IPRESS = 10 IMET (SI > 0) = 0
 MODULUS OF ELASTICITY = 4176000. KSF
 MAX LINEAR SOIL DEFORM XMAX = 0.050 FT
 SOIL MODULUS = 10,000 + 20.000*Z**1.000 K/FT**3
 DEPTH OF EMBED, DEMB = 18.000 DEPTH INCREMENT = 2.000 FT
 WALL WIDTH, BSWP = 1.00 FT DREDGE LINE REDUCT FACTOR REDFAC = 0.90

ANCHOR ROD LOCATED AT NODE NOS = 2

MEMBER AND NODE DATA FOR UNIT WIDTH OF WALL (WRITTEN IN SUBROUTINE "SPRING")

MEMNO	NP1	NP2	NP3	NP4	LENGTH	INERTIA, FT*4	NODE	KS, K/FT*3	SPRGS--SOIL/A.R.	NODE Q, KSF
1	1	2	3	4	4.0000	0.00888	1	0.000	0.000	0.1500
2	3	4	5	6	4.0000	0.00888	2	0.000	505.900	0.2800
3	5	6	7	8	4.0000	0.00888	3	0.000	0.000	0.4000
4	7	8	9	10	4.0000	0.00888	4	0.000	0.000	0.4800
5	9	10	11	12	4.0000	0.00888	5	0.000	0.000	0.5600
6	11	12	13	14	4.0000	0.00888	6	0.000	0.000	0.6400
7	13	14	15	16	3.0000	0.00888	7	0.000	0.000	0.7100
8	15	16	17	18	3.0000	0.00888	8	0.000	0.000	0.7700
9	17	18	19	20	2.2500	0.00888	9	10.000	0.000	0.8300
10	19	20	21	22	2.2500	0.00888	10	55.000	0.000	0.0000
11	21	22	23	24	2.2500	0.00888	11	100.000	0.000	
12	23	24	25	26	2.2500	0.00888	12	145.000	0.000	
13	25	26	27	28	2.2500	0.00888	13	190.000	427.500	
14	27	28	29	30	2.2500	0.00888	14	235.000	528.750	
15	29	30	31	32	2.2500	0.00888	15	280.000	630.000	
16	31	32	33	34	2.2500	0.00888	16	325.000	731.250	
							17	370.000	399.375	

THE BAND MATRIX CORRECTED FOR ANY BOUNDARY CONDITIONS

P-MATRIX (ADJ FOR NZX)

1	37083.	13906.	18541.	-13906.	1	0.0000
2	6953.	13906.	-6953.	0.	2	0.3867
3	74166.	0.	18541.	-13906.	3	0.0000
4	14412.	13906.	-6953.	0.	4	1.3133
5	74166.	0.	18541.	-13906.	5	0.0000
6	13906.	13906.	-6953.	0.	6	1.5733
7	74166.	0.	18541.	-13906.	7	0.0000
8	13906.	13906.	-6953.	0.	8	1.9200
9	74166.	0.	18541.	-13906.	9	0.0000
10	13906.	13906.	-6953.	0.	10	2.2400
11	74166.	0.	18541.	-13906.	11	0.0000
12	13906.	13906.	-6953.	0.	12	2.5533
13	86527.	10816.	24722.	-24722.	13	0.0000
14	23434.	24722.	-16481.	0.	14	2.4683
15	98888.	0.	24722.	-24722.	15	0.0000
16	32963.	24722.	-16481.	0.	16	2.3100
17	11236.	19228.	32963.	-43950.	17	0.0000
18	55548.	43950.	-39067.	0.	18	1.7525
19	131850.	0.	32963.	-43950.	19	0.0000
20	78133.	43950.	-39067.	0.	20	-0.6700
21	131850.	0.	32963.	-43950.	21	1.0000
22	78133.	43950.	-39067.	0.	22	-1.3380
23	131850.	0.	32963.	-43950.	23	0.0000
24	78133.	43950.	-39067.	0.	24	-2.0060
25	131850.	0.	32963.	-43950.	25	0.0000
26	78561.	43950.	-39067.	0.	26	0.0000
27	131850.	0.	32963.	-43950.	27	0.0000
28	78662.	43950.	-39067.	0.	28	0.0000
29	131850.	0.	32963.	-43950.	29	0.0000
30	78763.	43950.	-39067.	0.	30	0.0000
31	131850.	0.	32963.	-43950.	31	0.0000
32	78864.	43950.	-39067.	0.	32	0.0000
33	65925.	-43950.	0.	0.	33	0.0000
34	39466.	0.	0.	0.	34	0.0000

MEMBER MOMENTS, NODE REACTIONS, DEFLECTIONS, SOIL PRESSURE, AND LAST USED P-MATRIX FOR LC = 1										P- K-FT		P- KIPS	
MEMNO	MOMENTS	NEAR END	1ST K-FT	NODE	SPC FORCE, KIPS	ROT, RAD	DEFL, FT	SOIL	Q, KSF				
1	0.000	1.547		1	0.0000	0.01588	-0.04813	0.000	0.000	0.000	0.387		
2	-1.547	-23.825		2	7.8431	0.01596	0.01550	0.000	0.000	0.000	1.113		
3	23.825	-42.904		3	0.0000	0.01476	0.07787	0.000	0.000	0.000	1.573		
4	42.905	-54.305		4	0.0000	0.01116	0.13041	0.000	0.000	0.000	1.920		
5	54.306	-56.746		5	0.0000	0.00592	0.16499	0.000	0.000	0.000	2.240		
6	56.746	-48.972		6	0.0000	-0.00007	0.17678	0.000	0.000	0.000	2.553		
7	48.975	-35.736		7	0.0000	-0.00577	0.16482	0.000	0.000	0.000	2.468		
8	35.738	-15.572		8	0.0000	-0.00920	0.14210	0.000	0.000	0.000	2.310		
9	15.568	3.497		9	0.0000	-0.01127	0.11099	1.110	0.000	0.000	1.753		
10	3.496	21.063		10	0.0000	-0.01164	0.08500	4.675	0.000	0.000	-0.670		
11	-21.063	35.623		11	0.0000	-0.01089	0.05945	5.945	0.000	0.000	-1.338		
12	-35.623	45.622		12	0.0000	-0.00917	0.03671	5.322	0.000	0.000	-2.006		
13	-45.672	37.709		13	8.0053	-0.00671	0.01873	3.558	0.000	0.000	0.000		
14	-37.709	21.932		14	3.4738	-0.00418	0.00657	1.544	0.000	0.000	0.000		
15	-21.932	7.028		15	-0.3880	-0.00237	-0.00052	-0.172	0.000	0.000	0.000		
16	-7.028	0.000		16	-3.5009	-0.00149	-0.00479	-1.556	0.000	0.000	0.000		
				17	-3.1234	-0.00128	-0.00782	-2.894	0.000	0.000	0.000		

SUM SPRING FORCES = 12.31 VS SUM APPLIED FORCES = 12.30 KIPS
 APPLIED FORCES ADJUSTED FOR NONLIN SOIL REACTIONS WHEN SPRINGS ARE ZEROED ++++++

Data set

J	E	BOWLES	EXAMPLE	13-2	(EX	13-1	W/SLOPING	D.L.)					
34	16		4	1	1	4	9	0	10	0			
4176000.	0.0500	0.9	18.0	0.002	2.	0	0.00888	1.					
10.	20.	1.											
4.	4.	4.											
2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	3.25					
0.15	0.28	0.40	0.48	0.56	0.64	0.71		0.77					
0.83	0.00												
18	-0.085												
20	-0.67												
22	-1.338												
24	-2.006												
9	0.00												
10	0.00												
11	0.00												
12	0.00												
2	505.9												

GAMBAR E13-2b

Karena P_{ph} bersih pada simpul 13 sebesar $2,675 > 0,9$ dari hasil komputer asal, maka kita akan menyisipkan nilai-nilai hanya kepada simpul 12. Perhatikan jumlah P_{ph} bersih = 6,771 kips (sebagaimana seharusnya). P_{ph} bersih itu merupakan masukan dengan tanda (—) seperti dinyatakan dalam arsip data.

Dengan data ini kita akan merevisi arsip masukan data sebagai berikut:

1. Pegas 9, 10, 11 dan 12 diubah menjadi nol dengan memakai $NRC = 4$ (nilai pegas masukan = 0,0).
2. Masukan gaya simpul untuk simpul 9 sampai simpul 12 dengan memakai $NNZP = 4$.

Pada simpul 9 : $P(18) = -0,085$ (ini dijumlahkan dengan 1,8375 untuk menghasilkan 1,753 seperti yang diperlihatkan).

10 : $P(20) = -0,67$, dan sebagainya. (Ini dijumlahkan dengan 0,0 untuk menghasilkan nilai-nilai seperti yang diperlihatkan).

Arsip data disenaraikan pada akhir dari lembar hasil keluaran (Gambar E13-2b) untuk periksa oleh pemakai. Perhatikan bahwa apa yang kita kerjakan membuat pengecekan garis keruk tak-linier menjadi tak-berarti karena kita membiarkan tanah menjadi "rusak" untuk simpul 9 sampai simpul 12.

Dari hasil keluaran Gambar 13-2b kita dapat mengamati:

1. Sebagaimana biasa ujung yang bebas (pada ujung dekat elemen 1 dan pada ujung yang jauh dari elemen 16) mempunyai momen ujung elemen sebesar nol.
2. Elemen i pada ujung yang jauh dan elemen $i + 1$ untuk tempat dekat ujung mempunyai momen dengan tanda yang setara dan berlawanan untuk memenuhi $\Sigma M = 0$ pada simpul (kecuali bila kita memasukkan momen simpul).
3. Tekanan tanah simpul pertama yang menarik perhatian berada pada simpul 13 yang menunjukkan 3,558 ksf yang bukan tak-masuk-akal untuk suatu kedalaman sebesar 9 kaki dalam pasir. Tekanan simpul untuk simpul 9 sampai 12 tak-berarti karena kita sudah menganggap "rusak".
4. Pemindahan maksimum = 0,17678 kaki (2,1 inci) pada simpul 6 dan tampaknya nalar untuk tinggi dinding dan garis keruk yang melandai ini.
5. Perhatikanlah pengecekan program $\Sigma F_h = 0$ dengan membandingkan gaya-gaya pegas sebesar 12,31 lawan gaya-gaya terapan = 12,30 kips.
6. Daya batang angkernya adalah 7.8431 kips yang agak lebih besar daripada dalam Contoh 13-1 seperti kita perkirakan karena garis keruk yang melandai itu sebenarnya meningkatkan panjang bilah pancang efektif H yang untuk sebagian ditopang oleh batang jangkar.
7. Momen lentur maksimumnya lebih besar daripada dalam Contoh 13-1 maupun mempunyai nilai sebesar 56,746 k · kaki pada simpul 6 (ujung jauh dari elemen 5 dan ujung dekat pada elemen 6). Dengan mengecek batang angker kita mendapatkan (dengan memakai batang berdiameter 2-in dan $s = 6$ kaki dari Contoh 13-1); $f = 6(7,8431)/3,14 = 15$ ksi (mungkin dirancang masih berlebihan). Dengan pengecekan tegangan lentur maksimum memakai $S = 30,2 \text{ in}^3$ dari Contoh 13-1 untuk irisan PZ-27 untuk lebar 1 kaki, maka kita peroleh

$$f = M/S = \frac{56,746(12)}{30,2} = 22,54 \text{ ksi} \quad \text{adalah benar}$$

karena hal itu kurang dari 0,65 $F_y = 25$ ksi untuk baja A328 dengan $F_y = 39$ ksi.

Ringkasan: Untuk garis keruk melandai kita dapat memakai:

Bilah pancang turap PZ-27 dengan pembenaman $D = 18$ kaki berdiameter 2-in dengan batang angker sepanjang 30 kaki.

Perpindahan lateral maksimum berada pada besaran 2 in.

////

Contoh berikutnya akan menggambarkan pemakaian batang anker jamak dan anker yang miring. Dengan sendirinya, untuk dua batang anker kita akan memakai IAR = 2 dan untuk dinding konsol tanpa batang anker kita akan memakai IAR = 0. Pada waktu IAR = 0 program tidak diharapkan untuk membaca suatu pegas batang anker atau simpul-simpul di mana batang anker itu terpasang. Untuk pancang turap berkonsol diperlukan kedalaman pembenaman yang agak dalam—sering mendekati tinggi bebas H dari dinding. Pada kasus-kasus ini anda harus mulai dengan DEMB sekitar setengah tinggi dinding H dan tambahan angsuran memakai DEPINC = 2 kaki atau 0,5 (atau 0,6) m, dan pada waktu terjadi pertemuan garis keruk, kurangilah sedikit kedalaman pembenaman dan ulangi dengan DEPINC sebesar 1 kaki atau 0,3 m.

Ada juga pengecekan kestabilan dinding secara keseluruhan tetapi hal ini akan dibahas dalam bagian susulan bersamaan dengan pertimbangan untuk ganjal (wales), batang anker, dan metode/sistem pengangkeran.

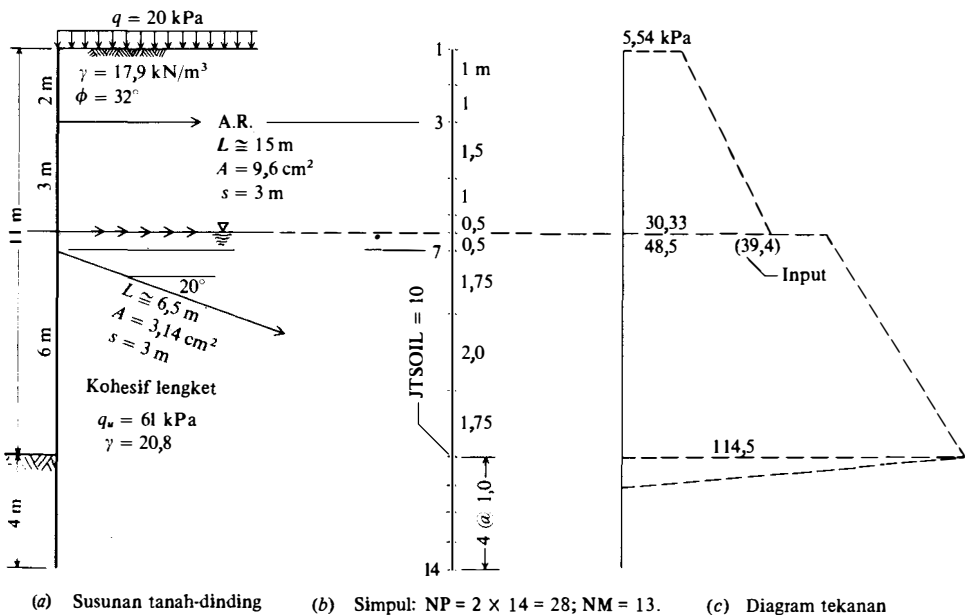
Contoh 13-3. Diketahui susunan dinding pancang turap dari Gambar E13-3a yang menopang 5 m pasir yang menutupi lempung. Data pasir diperkirakan seperti yang diperlihatkan dan q_u diperoleh dari pengujian SPT. Kita akan memakai dua batang anker dengan sebuah terpasang di atas muka air dan yang lebih rendah memakai sistem ikat-tarik yang dibor dan dapat dipasang pada waktu air surut. Dari percobaan-percobaan yang untuk sementara tidak diperlihatkan pakailah potongan pancang turap PZ40.

Ditanyakan: Buatlah rancangan sementara dinding itu (paling sedikit daur pertama dari proses perancangan berturut).

Pemecahan:

Langkah 1. Tentukan lokasi simpul-simpul seperti pada Gambar E13-3b dan dari sana dengan mudah kita dapat menentukan NP, NM, awal tanah simpul JT_{SOIL}, dan

GAMBAR E13-3.



CONTOH 13-3 ANALISIS DESAIN DAN PONDASI 4/E GUNAKAN PZ-40

JAWABAN UNTUK DINDING PANCANG TURAP ++++++

NO OF NP = 28 NO OF MEMBERS NM = 13 NO OF NON-ZERO P. NNZP = 0
 NO LOAD CASES. NLC = 1 NO OF ITERATIONS NCYC = 1
 CORRECTED NODE SOIL SPRINGS NRC = 0 NODE SOIL STARTS JTSJC = 10
 NON-LINEAR NON-LIN = 0 NO OF ANCHOR RODS. IAR = 2
 NO OF BOUNDARY CONDITIONS. NZX = 0
 NO OF NODE PRESSURE ENTRIES, IPRESS = 11 IMET (SI > 0) = 1
 MODULUS OF ELASTICITY = 200000000. KPA
 MAX LINEAR SOIL DEFORM XMAX = 1.000 M
 SOIL MODULUS = 7320.000 + 0.000*Z**1.000 KN/M**3
 DEPTH OF EMBED, DEMB = 4.000 DEPTH INCREMENT = 0.300 M
 WALL WIDTH BSHP = 1.00 M DREDGE LINE REDUCT FACTOR REDFAC = 1.00

ANCHOR ROD LOCATED AT NODE NOS = 3 7

MEMBER AND NODE DATA FOR UNIT WIDTH OF WALL (WRITTEN IN SUBROUTINE "SPRING")

MEMNO	NP1	NP2	NP3	NP4	LENGTH	INERTIA, M**4	NODE	KS, KN/M**3	SPRGS--SOIL/A.R.	NODE Q, KPA
1	1	2	3	4	1.0000	0.00067	1	0.000	0.000	5.5400
2	3	4	5	6	1.0000	0.00067	2	0.000	0.000	10.5000
3	5	6	7	8	1.5000	0.00067	3	0.000	4300.000 ✓	15.4600
4	7	8	9	10	1.0000	0.00067	4	0.000	0.000	22.8900
5	9	10	11	12	0.5000	0.00067	5	0.000	0.000	27.8500
6	11	12	13	14	0.5000	0.00067	6	0.000	0.000	39.4000
7	13	14	15	16	1.7500	0.00067	7	0.000	3030.000 ✓	54.0000
8	15	16	17	18	2.0000	0.00067	8	0.000	0.000	73.2300
9	17	18	19	20	1.7500	0.00067	9	0.000	0.000	95.2200
10	19	20	21	22	1.0000	0.00067	10	7320.000	3660.000	114.4600
11	21	22	23	24	1.0000	0.00067	11	7320.000	7320.000	0.0000
12	23	24	25	26	1.0000	0.00067	12	7320.000	7320.000	
13	25	26	27	28	1.0000	0.00067	13	7320.000	7320.000	
							14	7320.000	3660.000	

THE BAND MATRIX CORRECTED FOR ANY BOUNDARY CONDITIONS

1	536000.	804000.	268000.	-804000.
2	1608000.	804000.	-1608000.	0.
3	1072000.	0.	268000.	-804000.
4	3216000.	804000.	-1608000.	0.
5	893333.	-446667.	178667.	-357333.
6	2088744.	357333.	-476444.	0.
7	893333.	446667.	268000.	-804000.
8	2084444.	804000.	-1608000.	0.
9	1608000.	2412000.	536000.	-3216000.
10	14472000.	3216000.	-12864000.	0.
11	2144000.	0.	536000.	-3216000.
12	25728000.	3216000.	-12864000.	0.
13	1378286.	-2953469.	153143.	-262531.
14	13167070.	262531.	-300035.	0.
15	574286.	-61531.	134000.	-201000.
16	501035.	201000.	-201000.	0.
17	574286.	61531.	153143.	-262531.
18	501035.	262531.	-300035.	0.
19	842286.	541469.	268000.	-804000.
20	1911695.	804000.	-1608000.	0.
21	1072000.	0.	268000.	-804000.
22	3223320.	804000.	-1608000.	0.
23	1072000.	0.	268000.	-804000.
24	3223320.	804000.	-1608000.	0.
25	1072000.	0.	268000.	-804000.
26	3223320.	804000.	-1608000.	0.
27	1611649.	-804000.	0.	0.
28	1611649.	0.	0.	0.

P-MATRIX (ADJ FOR NZX)

1	0.0000
2	3.5967
3	0.0000
4	10.5000
5	0.0000
6	20.3558
7	0.0000
8	27.5817
9	0.0000
10	21.0233
11	0.0000
12	19.9542
13	0.0000
14	65.1421
15	0.0000
16	139.0275
17	0.0000
18	176.8191
19	0.0000
20	132.6942
21	0.0000
22	0.0000
23	0.0000
24	0.0000
25	0.0000
26	0.0000
27	0.0000
28	0.0000

MEMBER MOMENTS, NODE REACTIONS, DEFLECTIONS, SOIL PRESSURE, AND LAST USED P-MATRIX FOR LC = 1									
MEMNO	MOMENTS--	NEAR	END	1ST	KN-M	NODE	SPG	FORCE,	KN
1	0.000	✓	3.598	1	0.0000	1	0.0000	0.00781	0.01558
2	-3.594		17.695	2	0.0000	2	0.0000	0.00783	0.02340
3	-17.691		-132.246	3	134.4216	3	0.0000	0.00791	0.03126
4	132.273		-204.605	4	0.0000	4	0.0000	0.00727	0.04285
5	204.563		-230.313	5	0.0000	5	0.0000	0.00601	0.04953
6	230.438		-246.000	6	0.0000	6	0.0000	0.00520	0.05234
7	245.953		-477.055	7	165.7894	7	0.0000	0.00431	0.05472
8	477.055		-463.125	8	0.0000	8	0.0000	-0.00041	0.05856
9	463.125		-141.512	9	0.0000	9	0.0000	-0.00743	0.05069
10	141.508		51.902	10	123.0510	10	0.0000	-0.01138	0.03362
11	-51.898		84.605	11	160.7167	11	0.0000	-0.01171	0.02196
12	-84.601		40.610	12	76.7034	12	0.0000	-0.01120	0.01048
13	-40.605		0.000	13	-3.3864	13	0.0000	-0.01074	-0.00046
				14	-40.6136	14	0.0000	-0.01058	-0.01110

P--	KN-M	P--	KN
0.000	0.000	3.597	10.500
0.000	0.000	20.356	27.582
0.000	0.000	21.023	19.954
0.000	0.000	65.142	139.027
0.000	0.000	176.819	132.694
0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000

SUM SPRING FORCES = 616.68 ✓ VS SUM APPLIED FORCES = 616.69 ✓ KN
 APPLIED FORCES ADJUSTED FOR NONLIN SOIL REACTIONS WHEN SPRINGS ARE ZEROED ++++++

Data set

EXAMPLE	13-3	OF	FOUND.	ANALYSIS & DESIGN	4/E	USE	PZ-40		
28	13	0	1	0	10	0	0	11	1
200000000.	1.00	1.	4.0	0.001	2	0.30	6.70E-4	1.0	
7320.	0.	1.	1.0	0.5	0.5	1.75	2.00		
1.0	1.0	1.0	1.00	1.00	39.40	54.0	73.23		
1.75	10.5	15.46	22.89	27.85					
5.54	114.46	0.00							
95.22									
3	7								
3	4300.								
7	3030.								

GAMBAR E13-3d

sebagainya. Kembali kita memakai ruas-ruas panjang konstan di bawah garis keruk sehingga cara pengangsuran itu bekerja kalau kita mengangsur kedalaman itu

Langkah 2. Hitunglah profil tekanan tanah memakai K_a Coulomb dan memakai $\delta = 17^\circ$ dan $\beta = 0$. Ini menghasilkan $K_a = 0,277$ (dari Tabel 11-1). Nilai δ adalah suatu perkiraan pertimbangan teknik dan biasanya berkisar antara kira-kira $\phi/2$ sampai $0,7 \phi$. Di sini cocok memakai nilai yang lebih rendah karena 5 m tanah lapisan atas di mana diterapkan gesekan dan tegangan lateral rata-rata agaknya akan kecil sehingga mungkin tidak akan terjadi faktor gesek yang besar (keadaan ini agak tergantung kepada tekanan).

Dengan memakai metode-metode yang diberikan dalam Bab 11 untuk tekanan lateral kita menghitung profil tekanan dari Gambar E13-3c dengan penjelasan tambahan sebagai berikut. Sambungan tanah lempung pada garis permukaan air.

$$\begin{aligned}\sigma_a &= [20 + 17,9(5)]0,277 = 30,33 \text{ kPa} \quad \text{pada pasir} \\ &= [20 + 17,9(5)]1 - 2c(1) = 48,5 \text{ kPa} \quad \text{pada lempung}\end{aligned}$$

$$\sigma_a \text{ rata-rata pada simpul permukaan air} = \frac{48,5 + 30,33}{2} = 39,4 \text{ kPa}$$

Untuk lempung selebihnya di bawah permukaan air:

$$\begin{aligned}\sigma_a &= (20 + 5 \times 17,9)(1) + (20,8 - 9,8)z(1) - 2c(1) \\ &= 109,5 + 11z - 61 = 48,5 + 11z\end{aligned}$$

Pada garis keruk $\sigma_a = 48,5 + 11(6) = 114,5 \text{ kPa}$

Langkah 3. Dapatkahlah momen kelembaman per meter lebar dinding untuk profil PZ40:

$$\begin{aligned}\text{Dari Lampiran: } I &= 335,23 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad \text{untuk } w = 500 \text{ mm} \\ &= \frac{335,23}{0,50} = 670 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \\ E &= 200.000.000 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Langkah 4. Hitunglah pegas batang angker per meter lebar dinding dari jarak-sela = 3 m dan panjang sehingga angker berada di luar dari daerah "aktif".

$$\begin{aligned}\text{ARSPG}(1) &= \frac{9,6(200 \times 10^6)}{3(15)10^4} = 4267 \text{ kN/m} \quad (\text{gunakan } 4300) \\ \text{ARSPG}(2) &= \frac{3,14(200 \times 10^6) \cos 20^\circ}{3(6,5)10^4} = 3030 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Langkah 5. Ambil $k_s = 120q_u = 7320 \text{ kN/m}^3$.

Langkah 6. Dengan data ini bangunlah arsip data yang diperlihatkan pada akhir keluaran dalam Gambar 13-3d dan dapatkan hasil-hasil yang diperlihatkan.

Buatlah pengecekan keluaran sebagai berikut:

1. Jumlah gaya pegas = 616,68 lawan gaya-gaya masukan yang dihitung dari $\text{PRESS}(I) = 616,69 \text{ kN}$.
2. Simpul 10 dari garis keruk (JTSOIL) mempunyai perpindahan sebesar 0,03362 m (33,3 mm) sehingga masalahnya mungkin memerlukan pengerjaan-kembali memakai NONLIN yang diaktifkan dan untuk $X_{\text{MAX}} = 0,025$ atau kurang.

3. Momen pancang turap maksimum sebesar 477,06 kN·m terjadi pada simpul 8 dan tegangan lentur yang dihasilkan adalah

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{477,06}{1,632/0,50} = 146,2 \text{ MPa}$$

Tegangan ini memuaskan untuk baja A328 dengan $F_y = 270 \text{ MPa}$ dan suatu tegangan lentur yang diperbolehkan sebesar $0,65F_y = 176 \text{ MPa}$.

4. Komponen horisontal dari gaya batang angker adalah:

Batang 1 pada simpul 3: $P_{a.r.} = 134,4 \text{ kN}$

$$f = \frac{P}{A} = \frac{sP_{a.r.}}{A} = \frac{3(134,4)}{0,00096 \times 1000} = 420 \text{ MPa}$$

Batang 2 pada simpul 7: $P = 165,8 \text{ kN}$ (beban sumbu = $165,8/\cos 20 = 176,4 \text{ kN}$)

$$f = \frac{sP_{a.r.}}{A} = \frac{3(176,4)}{0,000314 \times 1000} = 1685 \text{ kN}$$

Tegangan-tegangan ini sangat tinggi dan akan membutuhkan paling sedikit batang-batang baja berkekuatan tinggi untuk jangkar 1 dan kabel-kabel prategang untuk jangkar 2. Luas potongan melintang untuk kedua angker itu tampaknya terlalu rendah dan harus ditingkatkan (menghasilkan pegas jangkar yang direvisi) dan pengerjaan-ulang soalnya.

Ringkasan:

1. Tanah garis keruk itu bertegangan-lebih pada 246 kPa. Untuk ini diperlukan analisis tak linear.
2. Potongan pancang turap tampaknya memuaskan tetapi mungkin tak-memuaskan pada pengerjaan kemudian dengan pengaktifan NONLIN.
3. Kedua batang angker itu tampaknya ditegangkan berlebih, memerlukan luas potongan melintang yang lebih besar dan pengerjaan ulang. Lokasi-lokasi simpul angker juga mungkin tidak optimal.

////

13-8 PEMANCANGAN TURAP BERKONSOL—METODE KLASIK

Tiang-tiang pancang turap berkonsol dari Gambar 13-1a bergantung kepada pembenaman yang memadai ke dalam tanah garis keruk sehingga dinding tersebut pada dasarnya merupakan suatu balok konsol yang lebar dengan panjang H (kira-kira). Karena balok itu sangat lebar maka balok itu biasanya dianggap sebagai lebar satuan (seperti pada metode elemen berhingga). Baik untuk prosedur elemen berhingga atau prosedur klasik, dinding itu dipengaruhi oleh tekanan tanah aktif terhadap garis keruk oleh karena bahan urugan dan ditahan oleh tanah di depan dinding di bawah garis keruk. Pada metode elemen berhingga kita membuat model tanah di depan garis keruk dengan memakai pegas simpul. Pada metode klasik kita akan memakai tekanan pasif sebagaimana ditentukan baik oleh koefisien tekanan Coulomb (lebih disukai) maupun oleh koefisien Rankine.

Pada dinding konsol adalah penting bahwa garis keruknya stabil karena tahanan dinding satu-satunya dikembangkan dalam daerah ini dan tanpa menghiraukan pemakaian elemen berhingga atau metode klasik, maka kestabilan dindingnya sangat bergantung kepada kedalaman pembenaman.

resultan gaya tunggal R_a yang terletak pada suatu jarak y di atas titik ini. Titik O itu terletak pada suatu jarak a di bawah garis keruk, di mana tekanan dinding itu dianggap sebagai nol:

$$a = \frac{\bar{p}_a}{\gamma'(K'_p - K'_a)} = \frac{\bar{p}_a}{\gamma'K'} = \frac{\bar{p}_a}{C} \quad (a)$$

Jarak z dapat ditemukan dalam ketentuan Y memakai statika ($\Sigma F_H = 0$), untuk memperoleh

$$R_a + (\bar{p}_p + \bar{p}_p'') \frac{z}{2} - \bar{p}_p \frac{Y}{2} = 0 \quad (b)$$

dan dalam pemecahan untuk z kita peroleh

$$z = \frac{\bar{p}_p Y - 2R_a}{\bar{p}_p + \bar{p}_p''} \quad (c)$$

Suatu persamaan tambahan dalam Y dan z dapat diperoleh dengan menjumlahkan momen-momen pada suatu lokasi yang mudah, dalam hal ini ialah alas dari bilah pancang.

menyederhanakan
$$R_a(Y + \bar{y}) + \frac{z}{3} (\bar{p}_p + \bar{p}_p'') \frac{z}{2} - \bar{p}_p \frac{Y}{2} \frac{Y}{3} = 0$$

$$6R_a(Y + \bar{y}) + z^2(\bar{p}_p + \bar{p}_p'') - \bar{p}_p Y^2 = 0 \quad (d)$$

Dengan mensubstitusikan Persamaan (c) ke dalam Persamaan (d) dan mencari pemecahan untuk Y , terbentuklah persamaan tingkat-empat berikut, yang dapat diterapkan dengan atau tanpa air tanah:

$$Y^4 + Y^3 \frac{\bar{p}_p'}{C} - Y^2 \frac{8R_a}{C} - Y \left[\frac{6R_a}{C^2} (2\bar{y}C + \bar{p}_p') \right] - \frac{6R_a \bar{y} \bar{p}_p' + 4R_a^2}{C^2} = 0 \quad (13-1)$$

di mana semua ketentuan seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 13-10. Kalau terdapat air maka R_a dan \bar{y} disesuaikan seperlunya untuk mencerminkan permukaan air.

Soal "tiang-bendera" dipecahkan dengan membuat modifikasi sebagai berikut:

$a = 0,0$; R_a = gaya melawan tiang seperti untuk proyeksi tanda, dan sebagainya.

y = jarak dari permukaan tanah sampai R_a

$P'_p = 0,0$

Bila hal ini sudah dilakukan maka Persamaan (13-1) menjadi

$$Y^4 - Y^2 \frac{8R_a}{C} - Y \frac{12R_a \bar{y}}{C} - \frac{4R_a^2}{C^2} = 0 \quad (13-1a)$$

Pemeriksaan atas geometri, ketentuan-ketentuan yang terlihat dan persyaratan yang diberikan dapat menyederhanakan soal. Juga, kalau lebih disukai suatu peningkatan sembarang pada kedalaman sebesar 20 sampai 40 persen daripada pemakaian suatu faktor keamanan dengan ketentuan K_p , maka modifikasi yang cocok harus dibuat. Kalau air berada pada ketinggian yang berlainan pada masing-masing sisi dinding, maka efek tekanan hidrostatik yang tak-seimbang haruslah diperhitungkan. Bila perbedaannya tidak banyak, atau urugan punggungnya merupakan bahan berbutir yang tersalur bebas, maka pada umumnya faktor keamanan sudah memadai untuk menenggang asumsi adanya tekanan hidrostatik berimbang pada kedua sisi dinding itu. Sebaliknya, bila selisih permukaan air itu tinggi, katakanlah lebih dari 1 sampai 1,5 m, dan tanahnya mempunyai koefisien

permeabilitas yang rendah, maka dapat dibangun suatu jaring arus untuk menilai tekanan hidrostatik pada beberapa titik sepanjang dinding itu.

Langkah-langkah untuk pemecahan suatu dinding konsol dalam tanah berbutir adalah sebagai berikut:

1. Buatlah sketsa dari kondisi-kondisi yang diberikan.
2. Hitunglah koefisien tekanan tanah pasif dan aktif.
3. Hitunglah tekanan \bar{p}_p , \bar{p}_p' , \bar{p}_p'' , jarak a , dan tekanan resultan R_a dan lokasi y -nya. Lokasi dari resultan \bar{y} dapat ditemukan dari persamaan berikut bila diagram tekanannya merupakan segitiga dengan alas $H + a$ dan tingginya p_a sebagai

$$\bar{y} = \frac{H + 2a}{3} \quad (13-2)$$

4. Sisipkan nilai-nilai dari langkah 3 ke dalam Persamaan (13-1) dan hitunglah Y . Metode coba-coba (asumsikan nilai Y dan pecahkan) akan memberikan pemecahan cepat, karena jawaban-jawaban dalam besaran 0,15 m sudah cukup teliti. Mulailah Y pada kira-kira $0,75 H$ untuk perhitungan pertama, karena kebanyakan dinding konsol akan memerlukan kedalaman pembenaman sebesar $0,75 H$ sampai H .
5. Panjang tiang pancang yang diperlukan seluruhnya:

$$L = H + D$$

$$D = Y + a$$

Contoh 13-4. Dapatkanlah panjang pembenaman D untuk kondisi pancang turap yang dinyatakan dalam Gambar E13-4a dengan memakai urugan-balik pasir bersih dan tiang pancang turap dari baja.

Pemecahan. Pemecahan ini akan dibuat dengan menerapkan suatu penambahan persentase sembarang atas kedalaman yang terhitung sebesar 30 persen.

Langkah 1. Dapatkanlah koefisien tekanan tanah aktif dan pasif. Dari Tabel 11-6, $\delta = 17^\circ$. Dengan memakai persamaan Coulomb (13-3) dan (11-6) memakai kalkulator elektronik diperoleh

$$K_a = K'_a = 0,299 \quad \text{juga dalam Tabel 11-1 dan 11-2.}$$

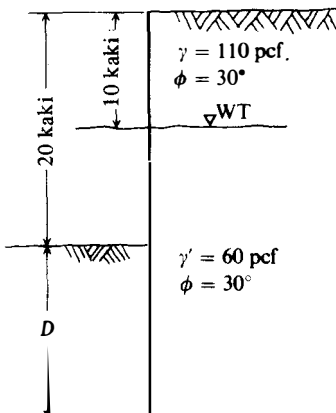
$$K_p = K'_p = 5,385$$

juga

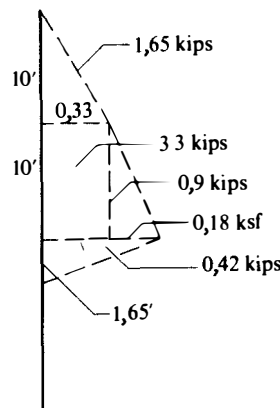
$$K' = K'_p - K'_a = 5,385 - 0,299 = 5,086$$

$$C = 0,06(5,086) = 0,31$$

GAMBAR E13-4a



GAMBAR E13-4b.



Langkah 2. Hitunglah a , R_a , dan y dari Gambar 13-10

$$\bar{p}_a = [10(0,110) + 10(0,060)]0,299 = 0,51 \text{ ksf}$$

$$a = \frac{0,51}{C} = \frac{0,51}{0,31} = 1,65 \text{ ft}$$

Dari diagram tekanan (dan gaya) dari Gambar E13-4b dapatkanlah

$$R_a = 0,33(5) + (0,33 + 0,51)(5) + 0,51(0,5)(1,65) = 6,3 \text{ kips}$$

yang beraksi pada \bar{y} di atas titik O yang ditentukan lokasinya sebagai berikut:

$$6,3\bar{y} = 0,42(1,1) + 0,9(5,0) + 3,3(6,65) + 1,65(15,0)$$

$$\bar{y} = 51,7/6,3 = 8,20 \text{ ft}$$

Langkah 3. Dapatkanlah p_p' dari Gambar 13-10:

$$\bar{p}_p = [0,110(10) + 11,65(0,06)]5,385 - 1,65(0,06)0,299 = 9,66 \text{ ksf}$$

Langkah 4. Dapatkanlah koefisien dan substitusikan ke dalam Persamaan (13-1) untuk memperoleh Y :

$$\frac{\bar{p}_p}{C} = \frac{9,66}{0,31} = 31,2 \quad \frac{8R_a}{C} = 163$$

Untuk koefisien Y

$$\frac{6R_a}{C^2} = \frac{6 \times 6,3}{0,31^2} = 393$$

$$2\bar{y}C + \bar{p}_p = 2 \times 8,2 \times 0,31 + 9,7 = 14,7$$

dan

$$393 \times 14,7 = 5780$$

$$\text{Ketentuan konstantanya adalah } \frac{6(6,3)(8,2)(9,66) + 4(6,3)^2}{0,31^2} = 32.800$$

Sekarang dengan mensubstitusikan koefisien dapatkan

$$Y^4 + 31,2Y^3 - 163Y^2 - 5780Y = 32.800$$

Langkah 5. Carilah pemecahan dengan coba-coba untuk mendapatkan Y (pakailah kalkulator yang dapat diprogram):

Y	Dapatkan
14,5	21 241 < 32 800
15,0	32 550 < 32 800
15,1	34 965 > 32 800

Untuk semua maksud praktis $Y = 15$ kaki

$$D = Y + a = 15 + 1,65 = 16,65 \text{ kaki.}$$

Untuk SF = 1,3

$$D' = 1,3 \times 16,65 = 21,6 \text{ kaki}$$

$$L = D + H = 21,6 + 20 = 41,6 \text{ katakan 42 kaki.}$$

Perhatikanlah bahwa kita tidak tahu berapa besarnya tekanan lateral atau apakah tekanan yang menahan tekanan lateral itu mungkin. Kita tidak mempunyai gambaran

tentang pelendutan menyamping (lateral) dari bilah pancang atau momen lenturnya – keduanya tergantung kepada sifat-sifat potongan dari bilah pancangnya. Pada titik ini kita hanya memecahkan soal statika badan-kaku.

Pancang Turap Konsol dalam Tanah Kohesif ($\phi = 0$)

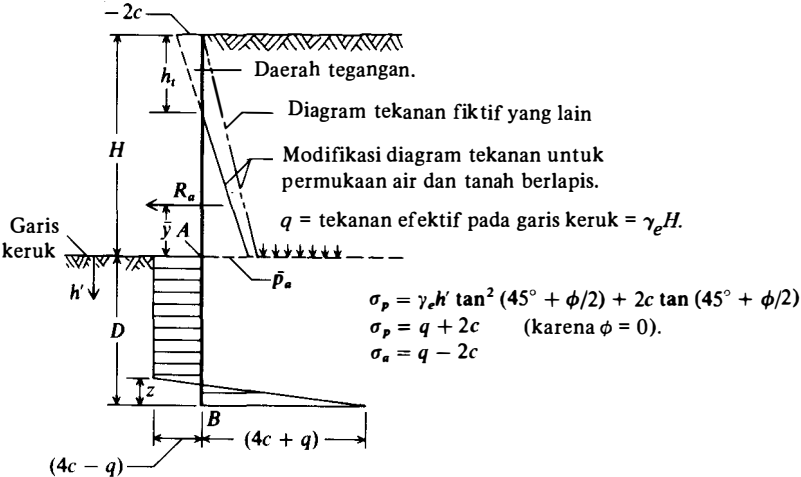
Pemancangan turap dalam tanah kohesif diperlakukan agak mirip dengan tanah berbutir. Akan tetapi terdapat gejala tertentu yang terkait dengan tanah kohesif yang memerlukan pertimbangan tambahan. Sebagai contoh, konsolidasi dapat terjadi dalam daerah tekanan pasif. Retak-retak tegang mungkin timbul dalam daerah aktif dan menjadi terisi oleh air, dengan demikian sangat meningkatkan tekanan lateralnya, maupun mengubah lokasi dari resultannya. Lempungnya mungkin susut dan terlepas dari dinding yang juga menambah tekanan lateral (samping). Masalah terakhir ini mungkin sudah diperhitungkan dalam perancangan dengan mengabaikan keuntungan-keuntungan teoretis dari perlekatan dinding, sebagaimana dinyatakan dalam Gambar 13-7 dan seperti telah dibahas dalam Bab 11.

Karena ketidakpastian lempung, dan karena banyak dinding pancang turap dimaksudkan untuk menahan suatu urugan di mana suatu bangunan dapat didirikan, maka bilah-bilah pancangnya dapat ditanamkan ke dalam tanah lempung atau tanah lumpur, kemudian diberi urugan-balik dengan bahan berbutir yang tersalur-bebas. Dengan sendirinya, juga mungkin bahwa bilah pancang itu akan menahan, maupun akan terbenam dalam suatu bahan kohesif. Kedua kasus akan dibahas dalam bahan yang menyusul.

Merujuk kepada Gambar 13-11 dan menyangkut Persamaan (2-42) dan (2-41)

$$\begin{aligned}\sigma_a &= \bar{q} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \bar{q} K_a - 2c \sqrt{K_a} \\ \sigma_p &= \bar{q} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \bar{q} K_p + 2c \sqrt{K_p}\end{aligned}$$

GAMBAR 13-11. Pemancangan turap dalam tanah kohesif. Kasus gaya geser tak tersalur ($\phi = 0$) yang diperlihatkan adalah konservatif. Perasumsian yang diperlihatkan ialah untuk analisis "metode klasik".



Pada titik *A* sebelah kiri pancang turap pada garis keruk, $q = 0$ dan tekanan bersih pada *A* (perhatikanlah bahwa $\gamma_e h K_a$ atau $\gamma_e h K_p$ harus dipakai sebagai ganti q kalau $\phi \neq 0$ dalam tanah garis keruk) adalah

$$\sigma_p - \sigma_a = 2c - (\bar{q} - 2c) = 4c - \bar{q}$$

karena $K_a = K_p = 1,0$.

Pada titik *B* tekanan-tekanannya ialah

$$\sigma_p = \bar{q} + \gamma_e D + 2c \text{ bertindak ke kiri, } \sigma_a = \gamma_e D - 2c \text{ bertindak ke kanan.}$$

Dengan menjumlahkan tekanan ($\sigma_p - \sigma_a$), kita peroleh

$$\gamma_e D + \bar{q} + 2c - (\gamma_e D - 2c) = 4c + \bar{q} \text{ bertindak ke kiri.}$$

$\sum F_H = 0$ adalah untuk kestabilan dinding, dan menjumlahkan daerah-daerah tekanan terdapat

$$R_a + \frac{z}{2} (4c - \bar{q} + 4c + \bar{q}) - D(4c - \bar{q}) = 0 \quad (e)$$

Mencari pemecahan untuk z .

$$z = \frac{D(4c - \bar{q}) - R_a}{4c} \quad (f)$$

Juga, untuk keseimbangan, jumlah dari momen-momen pada setiap titik haruslah nol, dan buatlah penjumlahan tentang alas demi kemudahan.

$$R_a(\bar{y} + D) - \frac{D^2}{2} (4c - \bar{q}) + \frac{z^2}{3} (4c) = 0 \quad (g)$$

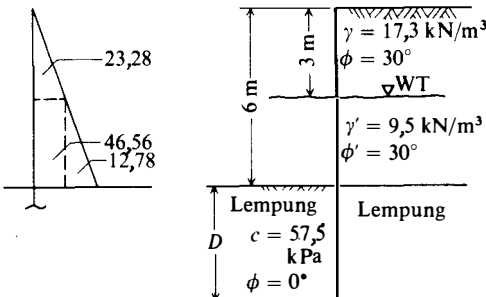
Dengan mensubstitusikan Persamaan (f) ke dalam Persamaan (g), mengumpulkan ketentuan-ketentuan yang serupa, dan menyederhanakan,

$$D^2(4c - \bar{q}) - 2DR_a - \frac{R_a(12c\bar{y} + R_a)}{2c + \bar{q}} = 0 \quad (13-3)$$

di mana semua ketentuan ditunjukkan dalam Gambar 13-11 tetapi memakai tekanan efektif pada garis keruk = \bar{q} .

Kedalaman yang dihitung dari Persamaan (13-3) mungkin dapat ditambah 20 sampai 40 persen atau sebagai alternatif, kohesi c yang dipakai dalam persamaan ini dapat dibagi oleh suatu faktor keamanan sebesar 1,5 sampai 2,0, dan dengan demikian secara langsung menambah kedalaman yang telah dihitung. Pada waktu menerapkan faktor keamanan dengan cara ini kita dapat mencapai kesimpulan galat bahwa tidak dapat dibangun suatu dinding kalau kohesi tanah itu sedemikian rupa sehingga

$$\frac{4c}{SF} \leq \bar{q}$$



Contoh 13-5a. Untuk susunan pancang turap yang diperlihatkan dalam Gambar E13-5, hitunglah kedalaman penbenaman dari pancang turapnya. Pakailah suatu penambahan 30 persen kepada ke dalam penbenaman yang telah dihitung.

Pemecahan

Langkah 1. Dapatkanlah K_a , K_p . Pakailah $\delta = 17^\circ$ dan:

$$K_a = K'_a = 0,299 \quad \text{Tabel 11-1.}$$

$$K_p = K'_p = 5,385 \quad \text{Tabel 11-2.}$$

Tekanan efektif \bar{q} pada garis keruk adalah

$$\bar{q} = 17,3(3) + 9,5(3) = 80,4 \text{ kPa}$$

Langkah 2. Gaya tekanan aktif menyamping (lateral) dihitung dan ditemukan \bar{y} :

$$R_a = 3(17,3)(1,5)0,299 + 3(17,3)(3)0,299 + 3(9,5)(1,5)0,299 = 82,6 \text{ kN/m}$$

$$82,6\bar{y} = 12,78(1) + 46,78(1) + 46,56(1,5) + 23,28(4)$$

$$\bar{y} = \frac{175,74}{82,6} = 2,13 \text{ m}$$

Langkah 3. Hitunglah koefisien Persamaan (13-3):

$$4c - \bar{q} = 230 - 80,4 = 149,6 \quad 2R_a = 2(82,6) = 165,2$$

$$12c\bar{y} + R_a = 12(57,5)(2,13) + 82,6 = 1\,552,3 \quad 2c + \bar{q} = 195,4$$

Langkah 4. Substitusikan koefisien-koefisien itu ke dalam Persamaan (13-3) maka kita peroleh

$$149,6D^2 - 165,2D - 86,6(1\,552,3/195,4) = 0$$

$$D^2 - 1,1D = 4,39$$

$$D = 2,72 \text{ m.}$$

Maka terpecahkanlah

Langkah 5. Periksa hasil pemecahan yang baru diperoleh untuk mengetahui apakah statikanya terpenuhi:

$$z = \frac{2,72(149,6) - 82,6}{4(57,5)} = 1,41$$

$$\sum F_H = 0 \text{ dan pakailah Persamaan (e)}$$

$$82,6 + \frac{1,41}{2} 8(57,5) - 2,72(149,6) = 0,012 \cong 0 \quad \text{Benar.}$$

Langkah 6. Terapkan penambahan 30 persen atas D untuk kedalaman pembenaman:

$$\text{Total } D = 2,72 (1,3) = 3,54 \text{ m}$$

////

Contoh 13-5b. Ulangi mengerjakan Contoh 13-5a dengan menerapkan $F = 1,5$ terhadap kohesi. Bandingkanlah D yang didapat dan SF terhadap Contoh 13-2a.

Pemecahan. Mulailah dengan langkah 3.

Langkah 3. Hitunglah koefisien yang telah direvisi dari Persamaan (13-3):

$$c = \frac{57,5}{1,5} = 38,3 \text{ kPa}$$

$$4c - \bar{q} = 73 \quad 2R_a = 165$$

$$12c\bar{y} + R_a = 12(38,3)(2,13) + 82,6 = 1062 \quad 2c + \bar{q} = 157$$

Langkah 4. Dengan mensubstitusikan koefisien ini ke dalam Persamaan (13-3) kita memperoleh

$$73D^2 - 165D - 82,6 \frac{1062}{157} = 0$$

$$D^2 - 2,26D = 7,65$$

Terpecahkanlah $D = 4,12 \text{ m.}$

Persentase selisih dengan $D = \frac{4,12}{2,72} = 151 \text{ persen (atas pembenaman).}$

Persentase selisih atas $SF = \frac{1,5}{1,3} = 115 \text{ persen.}$

Suatu pertanyaan nalar ialah berapa sebenarnya faktor keamanan untuk dinding ini.

////

13-9 PANCANG TURAP BERANGKER: DUKUNGAN TANAH-BEBAS.

Ada dua metode "klasik" yang dipakai dewasa ini untuk merancang dinding pancang turap. Metode-metode ini klasik dalam arti bahwa metode itu telah dipakai sejak lama sekali—dan meski tidak terlalu benar telah memberikan pemecahan-pemecahan yang memuaskan secara umum. Metode-metode tersebut adalah metode *tanah-bebas* dan metode *tanah-tetap*. Metode yang lebih mutakhir telah dikembangkan oleh Institut Geoteknis Denmark yang dinamakan "Aturan Denmark" berdasar kajian atas sejumlah dinding pancang turap yang ada dan bersifat sangat berdasarkan kenyataan (empiris) dipakai agak luas di Eropa tetapi tidak dipakai di tempat-tempat lain. Untuk pembaca yang berminat, metode ini diuraikan dalam US Steel (1974).

Karena FEM (free-earth method = metode tanah-bebas) dianjurkan sebagai metode terbaik yang berlaku sekarang untuk dinding pancang turap, maka hanya metode tanah-bebas yang akan dibahas lebih lanjut dan terutama karena metode ini dipakai dalam cara pengurangan momen. Aturan Denmark itu juga memakai prosedur pengurangan momen; tetapi, penghitungannya teramat menjemukan.

Metode *tanah-bebas* menganggap bahwa tiang pancang adalah kaku dan dapat berputar pada ketinggian batang-angker, dengan keruntuhan yang terjadi akibat perputaran di sekitar batang angker yang *tetap*. Tekanan pasif berkembang di dalam tanah di muka tiang pancang, sedangkan tekanan aktif berkembang di belakang dinding. Setelah pembenaman teoretisnya dihitung, maka nilainya dapat ditingkatkan 20 sampai 40 persen, atau K_p dapat dibagi dengan sebuah faktor keamanan yang sesuai sebelum perhitungan panjang pembenaman. Diagram tekanan yang diasumsikan dan penunjukan ketentuan-ketentuan digambarkan dalam Gambar 13-2.

Dalam Gambar 13-12a jarak a ke titik yang tekanannya nol adalah

$$a = \frac{\bar{p}_a}{\gamma' K'} = \frac{\bar{p}_a}{G_k}$$

Kalau adhesi dinding c_a turut diperhitungkan, maka bilangan stabilitas menurut Rowe (1957) dapat dihitung kira-kira sebagai

$$S_n = \frac{c}{\bar{q}} \sqrt{1 + \frac{c_a}{c}} \tag{k}$$

Untuk $c_a = 0,056c$, maka suku akar-kuadratnya adalah 1,25 dan bilangan stabilitasnya menjadi

$$S_n = \frac{1,25c}{\bar{q}} \tag{l}$$

Untuk faktor keamanan sebesar 1 dan $c/\bar{q} = 0,25$, bilangan stabilitasnya menjadi kira-kira 0,31 dengan memperhatikan adhesi dinding. Pada perancangan pancang turap dalam lempung, dindingnya harus mempunyai bilangan stabilitas sekitar

$$S_n = 0,3 \times SF$$

Metode dukungan-tanah-bebas lebih banyak dipilih ketimbang metode klasik lainnya karena jauh lebih sederhana. Gambar 13-13 menunjukkan diagram-diagram tekanan kualitatif dalam endapan-endapan menyimpang-berlebihan atau tanah $\phi - c$.

Contoh 13-6. Hitunglah kedalaman pembedaman dari pancang turap yang diperlihatkan dalam Gambar E13-6a. Pakailah metode *tanah-bebas*. Contoh ini telah dianalisis/dirancang dengan memakai FEM dalam Contoh 13-1.

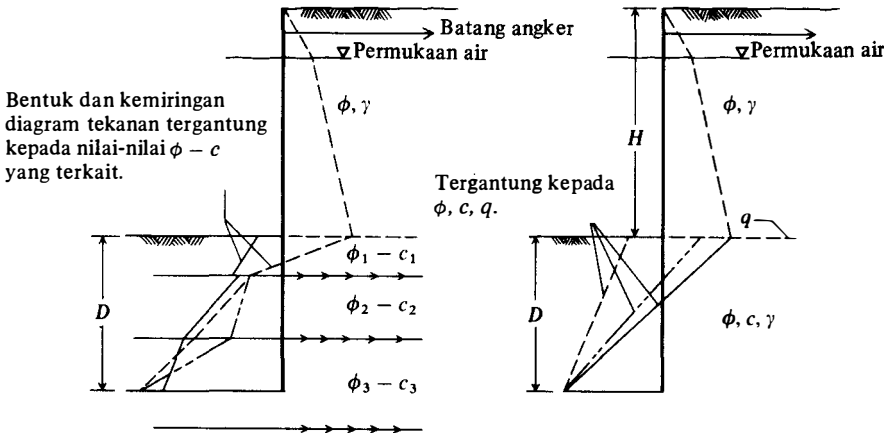
Data yang diberikan: $\phi = \phi' = 30^\circ$ $\delta = 20^\circ$ $c = 0$
 $\gamma = 0,105 \text{ kcf}$ $\gamma' = 0,066 \text{ kcf}$

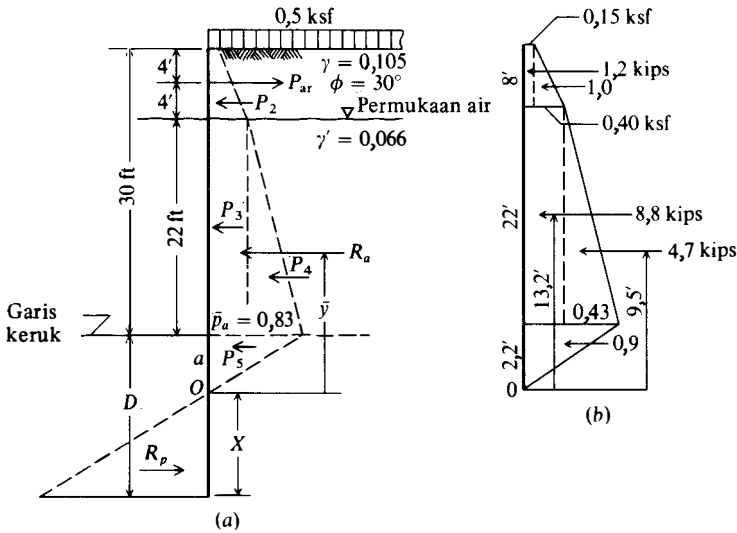
Pemecahan

Langkah 1. Hitunglah koefisien tekanan-tanah

$$\begin{aligned} K_a &= K'_a = 0,297 && \text{Tabel 11-1} \\ K_p &= K'_p = 6,10 && \text{Tabel 11-2} \\ G_k &= \gamma' K' = 0,066(6,10 - 0,297) = 0,38 \end{aligned}$$

GAMBAR 13-13. Diagram tekanan pancang turap. (a) Endapan menyimpang (b) urugan-balik dari pasir menutupi tanah $\phi - c$ yang kohesif.





GAMBAR E13-6.

Langkah 2. Dapatkanlah R_a dan \bar{y} , merujuk ke Gambar E13-6b:

$$P_1 = 8(0,5)(0,297) = 1,2 \text{ kips} \quad P_2 = 8(0,105)(0,297)(4) = 1,0 \text{ kips}$$

$$P_3 = 22(0,40) = 8,8 \text{ kips} \quad P_4 = 22(0,066)(0,297)(11) = 4,7 \text{ kips}$$

$$\bar{p}_a = 0,83 \text{ ksf} \quad a = \frac{0,83}{G_k} = \frac{0,83}{0,38} = 2,2 \text{ ft}$$

$$P_5 = 0,83(2,2)(0,5) = 0,9 \text{ kip}$$

$$\sum P = R_a = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5$$

$$R_a = 1,2 + 1,0 + 8,8 + 4,7 + 0,9 = 16,6 \text{ kips}$$

Carilah \bar{y} dengan menjumlahkan momen-momen sekitar titik O

$$16,6\bar{y}_1 = 1,2(28,2) + 1,0(26,9) + 8,8(13,2) + 4,7(9,5) + 0,9(1,5)$$

$$\bar{y}_1 = \frac{222,9}{16,6} = 13,4 \text{ ft dari titik } O$$

$$\bar{y} = 32,2 - 13,4 - 4 = 14,8 \text{ ft dari batang angker}$$

Langkah 3. Hitunglah koefisien untuk Persamaan (13-4):

$$3(h_3 + a) = 3(26 + 2,2) = 84,6$$

$$\frac{6R_a\bar{y}}{G_k} = \frac{6(16,6)(14,8)}{0,38} = 3879,2$$

Langkah 4. Hitunglah X dan D :

$$2X^3 + 84,6X^2 - 3879,2 = 0$$

$$X^3 + 42,3X^2 = 1939,6$$

Percobaan memakai kalkulator yang dapat diprogram

X	X^3	$42,3X^2$	$= 1939,6$
6	216	1522,8	$= 1738,8$
6,5	275	1787,2	$= 2062,2$
6,4	262	1732,6	$= 1995$

Pakailah $X = 6,3$

$$D = 6,3 + 2,2 = 8,5 \text{ kaki.}$$

Pada titik ini tidak ada faktor yang diterapkan atau SF = 1,0.

Langkah 5. Carilah gaya batang angker

$$R_p = \frac{G_k X^2}{2} = \frac{0,38(6,3)^2}{2} = 7,5 \text{ kips}$$

$$\text{dan } \sum F_H = 0$$

$$P_{ar} + R_p - R_a = 0$$

$$P_{ar} = 16,6 - 7,5 = 9,1 \text{ kips}$$

Langkah 6. Jumlahkan momen-momen sekitar batang angker untuk memeriksa statika:

$$\bar{y}R_a - y'R_p = 0$$

$$y' = h_3 + a + 0,67X = 26 + 2,2 + 0,67(6,3) = 32,4 \text{ ft}$$

$$16,6(14,8) - 32,4(7,5) = 245,7 - 243 \cong 0 \quad \text{Benar.}$$

Terdapat sedikit galat pembulatan dari pemakaian nilai-nilai sampai 0,1 dan tidak mendapatkan nilai X yang "tepat" pada langkah 4. Dibandingkan dengan FEM pada titik ini, di sini kita mempunyai gaya batang angker $P_{ar} = 9,1$ lawan 7,33 kips (FEM). Kedalaman pembenaman FEM = 10 kaki; kalau kita memakai suatu peningkatan 30 persen atas D di sini kita mempunyai $D = 8,5 (1,3) = 11$ kaki sehingga kedua cara pada titik ini tak jauh berbeda meskipun 9,1 kips mungkin akan membuat tegangan berlebih kepada batang angker dibandingkan dengan FEM. Kita akan membandingkan momen-momen pada waktu lain.

Contoh 13-7. Sebuah dinding penahan berangker dengan air pada kedua sisinya dan tanah kohesif di bawah garis keruk seperti tampak dalam Gambar E13-7a. Diperlukan untuk mendapatkan kedalaman pembenaman dan gaya batang angkernya. Pakailah SF = 1,5 atas kohesi.

Pemecahan. Ambillah $\delta = 20^\circ$ dan dari Contoh 13-6 dapatkanlah

$$K_a = K'_p = K'_p = 6,10$$

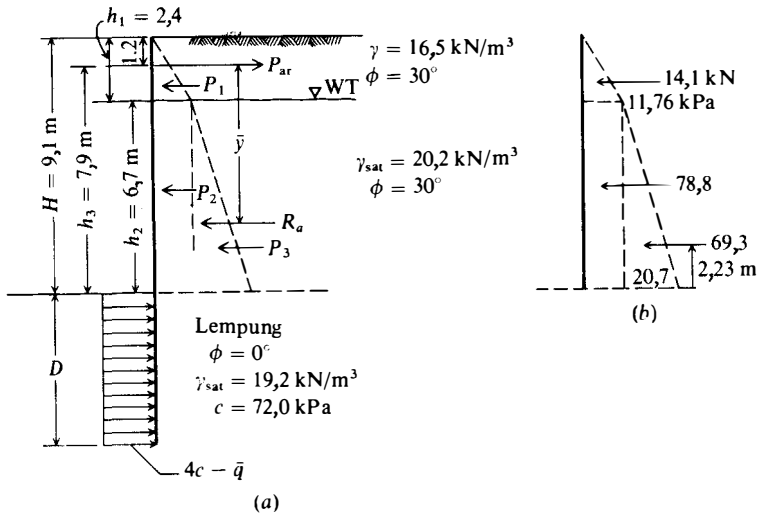
Langkah 1. Hitunglah R_a dan \bar{y} (Gambar E13-7b):

$$P_1 = 16,5(2,4)(0,297)1,2 = 14,1 \text{ kN} \quad P_2 = 11,76(6,7) = 78,8 \text{ kN}$$

$$P_3 = 20,7(6,7)0,5 = 69,3 \text{ kN}$$

$$R_a = 14,1 + 78,8 + 69,3 = 162,2 \text{ kN}$$

$$\bar{q} = 2,4(16,5) + 6,7(20,2 - 9,8) = 109,3 \text{ kPa}$$



GAMBAR E13-7.

Dapatkanlah \bar{y} . Jarak y' di atas garis keruk adalah

$$162,2y' = 14,1(7,5) + 78,8(3,35) + 69,3(2,23)$$

$$y' = \frac{524,3}{162,2} = 3,23 \text{ m}$$

$$\bar{y} = 9,1 - 1,2 - 3,23 = 4,67 \text{ m di bawah batang angker}$$

Langkah 2. Hitunglah koefisien dari Persamaan (13-5):

$$2h_3 = 2(7,9) = 15,8$$

$$\frac{4c}{SF} - \bar{q} = 4 \frac{72,0}{1,5} - 109,3 = 82,7$$

$$2\bar{y}R_a = 2(4,67)(162,2) = 1514,9$$

Langkah 3. Buatlah pemecahan untuk D (Persamaan 13-5) dengan memakai metode "perampungan bujur sangkar"

$$D^2 + 15,8D - \frac{1514,9}{82,7} = 0$$

$$D^2 + 15,8D = 18,3$$

Merampungkan bujur sangkar: $D = \pm 9,0 - 7,9 = 1,1 \text{ m}$.

Langkah 4. Carilah gaya batang angker dan periksalah statika:

$$R_p = D \left(\frac{4c}{SF} - \bar{q} \right) = 1,1(82,7) = 91,0 \text{ kN}$$

$$\sum F_H = P_{a.r.} + R_p - R_a = 0$$

Memecahkan soal untuk gaya batang angker dengan R_a dari langkah 1 dapatkanlah

$$P_{a.r.} = 162,2 - 91 = 71,2 \text{ kN/m}$$

Periksalah $\Sigma M = 0$ pada batang angker:

$$P_p y' - R_a \bar{y} = 0$$

$$y' = h_3 + \frac{D}{2} = 7,9 + \frac{1,1}{2} = 8,45$$

$$91(8.45) - 162.2(4.67) = 769 - 757,5 = 11,5 \cong 0 \quad \text{Benar.}$$

Galat pembulatan telah terkumpul cukup banyak untuk mempengaruhi penutupan. Dalam SI angka-angkanya begitu besar sehingga kesalahan kecil cepat terhimpun.

////

13-10 REDUKSI MOMEN ROWE YANG DITERAPKAN PADA METODE DUKUNGAN-TANAH-BEBAS

Rowe (1952) telah menyarankan suatu pengurangan momen untuk perancangan pancang turap berdasarkan metode *tanah-bebas*. Teknik ini dapat dipakai untuk endapan-endapan pasir-berlumpur dan pasir yang padat-menengah sampai padat seragam. Tanah di depan tiang pancang yang ditancapkan dalam endapan pasir-berlumpur yang mungkin mengalami pemampatan berlebihan, dan seharusnya dibuat dalam ukuran untuk dukungan tanah-bebas tanpa pengurangan momen. Tiang pancang yang terbenam di dalam endapan lempung akan mengalami perubahan bentuk konsolidasi di daerah tekanan pasif di bawah tekanan lateral, dan juga harus dibuat dalam perbandingan berdasarkan dukungan tanah-bebas tetapi tanpa pengurangan momen. Akan tetapi, di sini disajikan kurva-kurva untuk para perancang yang ingin menerapkan pengurangan momen pada tiang pancang dalam lempung.

Teori pengurangan-momen menurut Rowe didasarkan pada faktor-faktor berikut:

1. Kerapatan relatif dari tanah berbutir.
2. Bilangan stabilitas dari tanah kohesif, yang telah ditentukan pada Persamaan (1) sebagai

$$S_n = \frac{1,25c}{\bar{q}}$$

3. Bilangan fleksibilitas (diturunkan untuk satuan F_{ps})

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad \left(\text{satuan: } \frac{\text{kaki}^4}{\text{paun-inci}^2} \right)$$

di mana H = panjang total tiang pancang, dalam kaki

EI = modulus elastisitas, psi, dan momen inersia, untuk satu lebar satuan dari dinding, inci⁴.

4. Tinggi relatif dari tiang pancang α dan bilah-bebas relatif dari tiang pancang β seperti yang dinyatakan dalam Gambar 13-14.

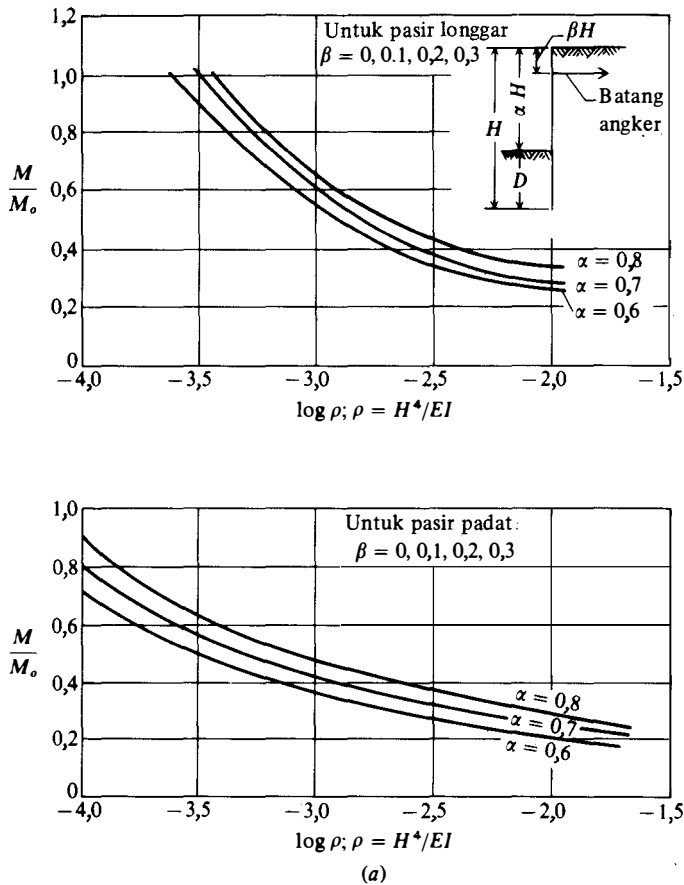
Kurva-kurva yang diturunkan dari data eksperimental [Rowe (1952, 1957)] telah diterbitkan untuk nilai-nilai pilihan S_n , α , $\log \rho$, dan perbandingan momen. Kurva-kurva ini

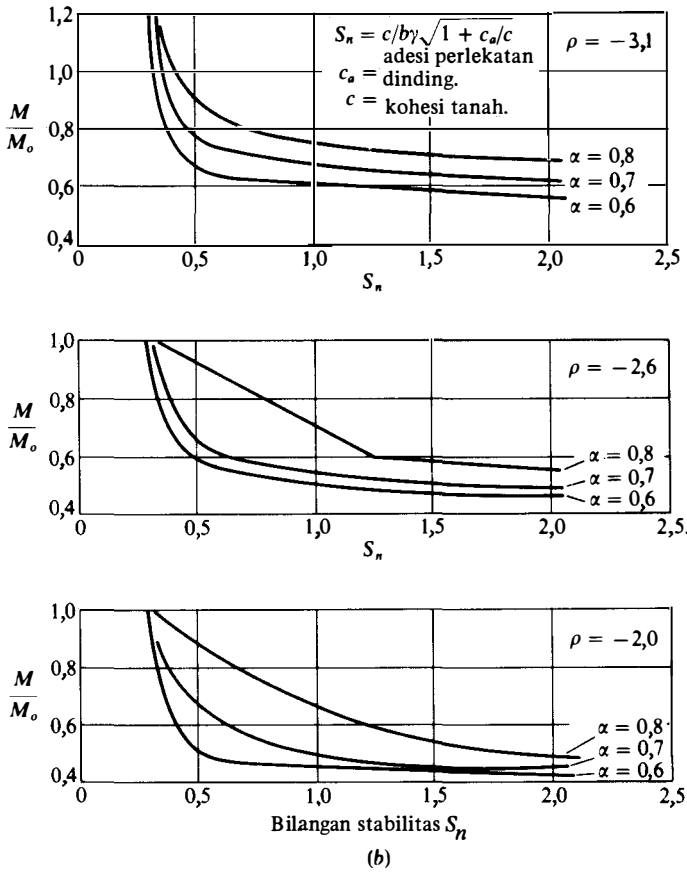
diperlukan untuk suatu perancangan yang memakai metode ini, dan disajikan di dalam Gambar 13-14a dan b untuk tanah pasir dan lempung.

Perancangan dengan metode pengurangan-momen berlangsung dengan mula-mula menganalisis tanah-bebas untuk momen lentur maksimum M_0 dan panjang tiang pancang. Kemudian dipilih kurva pengurangan-momen yang sama dari Gambar 13-14, tergantung pada letak batang anker, panjang tiang-pancang, dan jenis tanah dipilih dengan memakai interpolasi bila perlu. Kurva ini harus digambarkan kembali (atau ditelusuri) pada lembar kertas terpisah. Berdasarkan tabel bagian-bagian dinding pancang turap, maka momen lentur M yang sesungguhnya dari tiang pancang dapat dihitung sebagai $M =$ tegangan baja yang diizinkan \times modulus bagian/lebar satuan. Koefisien kelenturan ($\rho = H^4/EI$) juga dihitung untuk bagian tiang-pancang yang bersangkutan. Dengan memakai perbandingan M/M_0 dan ρ , maka kurva kedua digambarkan dengan berbagai bagiannya dan ditindihkan (superimposed). Perpotongan kedua kurva tersebut mungkin tidak pada kurva standar tersebut dengan bagian tiang-pancang, tetapi setiap berimpit tiang-pancang yang terletak di atas perpotongan tersebut merupakan bagian terbaik, selain itu pancang terdekat dengan perpotongan adalah yang paling ekonomis (lihat Contoh 13-8).

GAMBAR 13-14.

Kurva-kurva pengurangan-momen menurut Rowe untuk dipakai dengan metode dukungan "tanah-bebas". (a) Pancang turap dalam pasir. [Menurut Rowe (1952).] (b) Pancang turap dalam lempung [Menurut Rowe (1957).]





Gambar13-14 (lanjutan)

Contoh 13-8. Rancanglah pancang turap yang diperlukan untuk menahan beban dan gaya-gaya yang ditemukan dalam Contoh 13-6, dengan memakai teknik pengu-rangan-momen Rowe. Ambillah tegangan lentur yang diizinkan untuk baja sebesar $f_s = 24$ ksi ($F_y = 39$ ksi). Modulus elastisitas baja adalah 29×10^3 ksi. Pakailah faktor peningkatan kedalaman sembarang sebesar 1,41 untuk menghasilkan $\alpha = H/(D + H) \cong 0,7$ dalam deret yang lazim dipakai.

Data lain: $\phi = \phi' = 30^\circ$ (mengacu pada Gambar E13-8a).

beban tambahan $q = 0,5$ ksf $\gamma = 105$ pcf $\gamma_{jenuh} = 128,5$ pcf

$D = 8,5(1,41) = 12$ kaki > 10 kaki dari Contoh 13-1.

Ambil tegangan baja yang diizinkan pada lenturan $f_s = 24$ ksi.

Pemecahan

Langkah 1. Momen maksimum akan terjadi pada suatu titik geser nol. Kita meng-anggap bahwa momen maksimum terjadi antara permukaan air dan garis keruk; karena-nya persamaan berikut untuk geser dapat dituliskan, di mana X ialah jarak vertikal sampai ke titik geser nol seperti yang diukur dari permukaan air. Menjumlahkan gaya-gaya horisontal (geser) menjadi nol dan dengan mengacu pada Gambar E13-8a untuk gaya maka kita dapatkan

$$1,2 + 1,0 + (q_s + \gamma h_1)K_a X + \gamma K'_a X \frac{X}{2} - P_{ar} = 0,0$$

Gaya batang angker dihitung sebesar 9,1 kips dalam Contoh 13-6, sehingga kita dapat-

$$\begin{aligned} 2,2 + (0,5 + 0,105(8))(0,297)X + 0,066(0,297)(0,5)X^2 &= 9,10 \\ 0,0098X^2 + 0,4X &= 6,9 \\ X^2 + 40,8X &= 704,0 \end{aligned}$$

Melengkapkan bujur sangkar

$$X = \pm 33,5 - 20,4 = 13,1 \text{ kaki di bawah permukaan air} < 22 \text{ kaki.}$$

Asumsi yang benar telah dibuat untuk lokasi M_{maks} ; kalau tidak demikian maka akan diperlukan asumsi yang baru dan harus dituliskan persamaan geser yang baru, dan sebagainya.

Jumlahkan momen-momen sekitar X yang baru ditemukan untuk mendapatkan M_{maks} (pakailah suku-suku geometrik yang mudah dikenal):

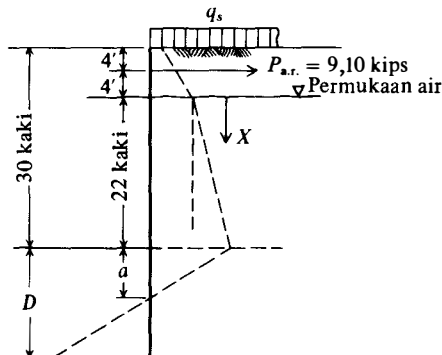
$$\begin{aligned} -0,4X \frac{X}{2} &= -0,4(0,5)(13,1)^2 = -34,3 \\ -0,0098X^2 \frac{X}{3} &= -0,0098 \frac{(13,1)^3}{3} = -7,3 \\ -1,0 \left(13,1 + \frac{8}{3} \right) &= -15,8 \\ (9,1 - 1,2)(13,1 + 4) &= 135,1 \\ \sum M &= \text{momen maksimum} = +77,7 \text{ kaki-kip/kaki dinding} \\ &\quad (\text{lawan } 48,6 \text{ menurut FEM}). \end{aligned}$$

Langkah 2. Dari pembesaran suatu mesin fotokopi dari Gambar 13-14, gambarlah kurva untuk

$$\alpha = \frac{H}{H + D} = \frac{30}{30 + 12} = 0,71 \quad (\text{memakai } 0,70 \text{ sudah cukup dekat})$$

seperti diperlihatkan dalam Gambar E13-8*b*. Di sini kedua kurva "lepas" dan "padat" untuk pasir diperlihatkan. Pada sisi kiri masukan juga M dengan memakai rasio $M/M_0 \times$ nilai $M_0 = 77,7$ k-kaki yang baru ditemukan (umpamanya, $1,2 \times 77,7 = 93,2$, $0,6 \times 77,7 = 46,6$, dan sebagainya).

GAMBAR E13-8*a*.



Langkah 3. Dari tabel seperti A-3 dalam Lampiran A dapatkanlah modulus potongan dan momen inersia per kaki lebar dinding. Penghitungan yang khas untuk PZ35 adalah:

Dari Tabel A-3: $S_x = 91,4 \text{ in}^3$; $I = 681,5 \text{ in}^4$; lebar = 22,64 in (1,89 kaki)

Memberikan: $S_x = 91,4/1,89 = 48,4 \text{ in}^3/\text{kaki}$.

$I_x = 681,5/1,89 = 360,6 \text{ in}^4/\text{kaki}$.

Kita dapat menghitung segera $M' = f_s S_x / 12$ dan untuk $f_s = 24 \text{ ksi}$,

maka $M' = 24(48,4)/12 = 96,8 \text{ k-kaki/kaki}$.

Perbandingan M'/M_0 untuk $M_0 = 77,7$ adalah $96,8/77,7 = 1,25$.

Langkah 4. Sekarang hitunglah beberapa nilai $\log \rho$ sebagai berikut:

$$\rho = \frac{H^4}{EI} = \frac{42^4}{29000000 I} = \frac{0,1073}{I}$$

Untuk $I = 360,6$ hal ini menghasilkan $\rho = 0,1073/360,6 = 0,000.297$ dan $\log \rho = -3,526$.

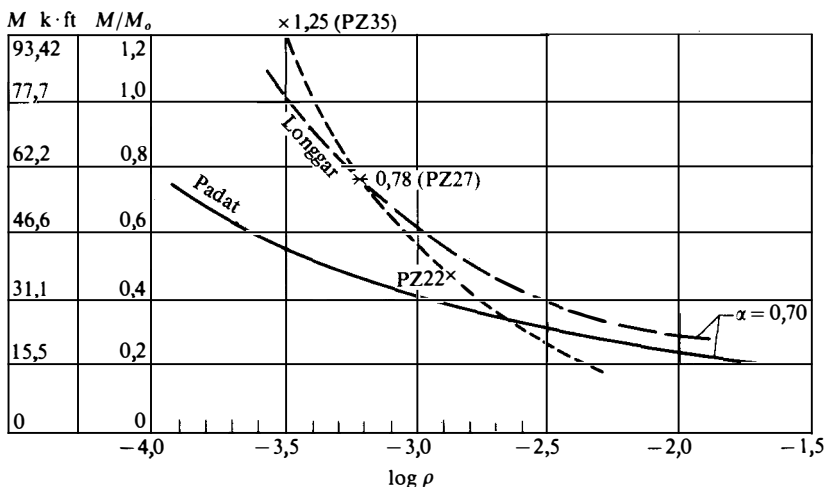
Nilai-nilai dari langkah 3 dan 4 diringkaskan dalam Tabel E13-8.

TABEL E13-8

Potongan tiang pancang	S_x in ³ /kaki	$\log \rho =$		Kapasitas momen	Rasio
		I_x in ⁴ /kaki	$\log \frac{H}{EI}$		
PZ35	48,4	360,6	-3,526	96,8 k-kaki	1,25
PZ27	30,2	184,2	-3,235	60,4	0,78
PZ22	18,1	84,5	-2,896	36,2	0,47

Langkah 5. Gambarkanlah nilai-nilai $\log \rho$ lawan M'/M_0 dari Tabel E13-8 ke atas kurva yang dirajahkan dalam langkah-2 sehingga menghasilkan kurva garis putus dari potongan-potongan tiang pancang yang dinyatakan pada Gambar E13-8b. Setiap titik tajah yang jatuh di atas kurva tanah yang cocok (longgar atau padat) merupakan potongan tiang pancang yang memadai. Untuk tanah "padat" potongan tiang PZ-22 sudah memadai; untuk kedua jenis tanah suatu potongan tiang PZ27 adalah memadai.

GAMBAR E13-8b



Yang diperlihatkan hanya tiga potongan karena potongan PZ40 adalah teramat besar. Hanya potongan-potongan PZ (dengan *I* besar) yang dapat dipakai untuk dinding-dinding jenis ini.

Langkah 6. Yang masih harus dirancang ialah batang-batang anker.

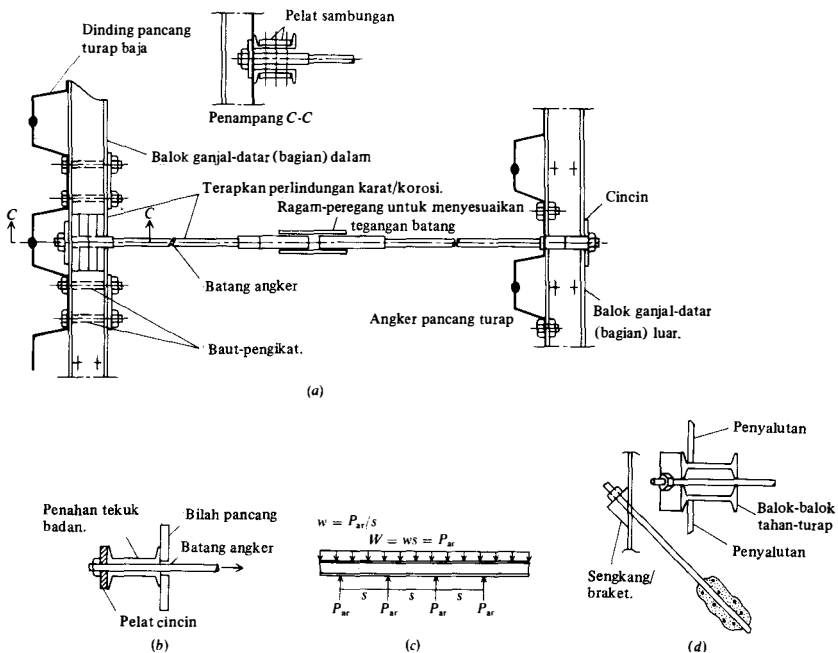
Ulasan: Hal ini merupakan perhitungan yang teramat banyak yang pada dasarnya ialah untuk mencari/pemecahan FEM.

///

13-11 BALOK GANJAL-DATAR, BATANG ANGKER, DAN DINDING ANGKER UNTUK PANCANG TURAP

Balok ganjal-datar termasuk bagian/suku memanjang yang terpasang sejajar dengan dan rapat mengenai dinding seperti diperlihatkan dalam Gambar 13-15. Balok ganjal-datar itu mungkin terletak baik di depan atau pada bidang punggung dinding tersebut. Lokasi pada bidang punggung itu diperlukan pada kasus-kasus tertentu baik untuk penampilan dan kelonggaran tetapi akan memerlukan pemasangan yang cukup terhadap dinding dengan memakai baut atau pengelasan untuk mendukung tarikan batang anker. Pemasangan yang memadai biasanya didapat dengan mengelaskan ganjal-datar itu di lapangan terhadap bidang punggung. Lubang-lubang untuk pemasangan baut susah dibuat di lapangan tetapi lubang-lubang yang dibor di bengkel mungkin tidak-sebaris dengan balok ganjal-datar karena salah-penyebaran pada saat pemancangan. Balok ganjal-datar pada bidang depan agak lebih mudah pemasangannya tetapi juga membutuhkan sebuah lubang untuk batang anker melalui dinding—biasanya dengan pembakaran memakai las karbit—dengan alasan yang sama maka lubang-lubang yang dibuat di bengkel juga tidak praktis.

GAMBAR 13-15. Tempat dan perancangan balok ganjal-datar. (a) Bagian depan atau punggung dari dinding; (b) perancangan balok ganjal-datar—penahan tekuk badan; (c) perancangan balok ganjal-datar untuk lentur menganggap tekanan seragam dari batang-anker; (d) balok-balok tahan-turap berpasangan dan memakai sistem anker punggung tarik (tieback).



Balok ganjal-datar biasanya terbuat dari sepasang balok kanal baja terpasang saling berpunggungan dengan penjarak untuk batang angker. Ada kalanya dipakai sepasang balok-I, akan tetapi bentuk-bentuk profil flens lebar biasanya tidak-cocok kecuali bila dipakai penunjang karena lebar ekstra/tambahan pada flens-flens itu. Biasanya diperbolehkan memakai tegangan-tegangan lentur yang besar—sampai setinggi $0,9 F_y$ pada balok ganjal-datar, akan tetapi balok ganjal-datar itu harus cukup kaku untuk meneruskan gaya angker lateral meliputi penjarakan angker (dari Gambar 13-15c) untuk memenuhi model matematik. Kalau terdapat perpindahan lateral yang banyak antara penjarak angker, maka kebanyakan dari gaya angker tersebut akan terpusat pada angker sehingga mungkin menyebabkan perpindahan dinding yang tidak-diterima di antara angker tersebut. Suatu analisis tentang perpindahan dapat dibuat dengan menganggap kesinambungan meliputi titik-titik angker interior untuk penjarakan angker s dan menganggap suatu beban seragam pada balok ganjal-datar yang terdiri dari gaya angker yang tersebar. Suatu program komputer harus dipakai untuk analisis ini.

Penekukan badan harus diperiksa pada tempat angker seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 13-15b karena tegangan-tegangan sangat tinggi mungkin berkembang dari ganjal batang angker. Penekukan badan dapat diperiksa dengan memakai prosedur yang diberikan dalam pedoman perancangan AISC (1980).

Batang Angker

Perancangan batang angker berkembang dari suatu analisis atas gaya batang angker yang berkembang. Pada analisis elemen berhingga, gaya yang berkembang itu agak tergantung pada ukuran batang angker yang dipilih untuk memulai penghitungannya. Bagaimana pun juga, pembelokan pada tempat batang angker harus diperiksa (ini merupakan hasil/keluaran dalam analisis FEM) untuk mengetahui apakah gerakan dinding itu cukup untuk mengembangkan kasus tekanan aktif. Rowe (1952) menganjurkan bahwa pembelokan pada batang angker seharusnya mempunyai besaran $0,001 H$. Untuk dinding 30 kaki dari Contoh 13-1 hal ini akan menjadi $0,001 \times 30 = 0,03$ kaki lawan $0,014$ kaki menurut Gambar E13-1d sehingga batang angker ini akan terlalu kaku untuk memungkinkan berkembangnya tekanan tanah aktif di sekitar simpul angker. Perhatikanlah bahwa kita sudah melihat batang angker itu agak "dirancang berlebih". Kecuali bila dinding itu sangat kaku seperti pada beberapa dinding beton, maka tekanan aktif itu biasanya akan berkembang sepanjang bidang punggungan antara batang angker dan garis keruk.

Perancangan batang angker merupakan latihan sederhana dari $f = P/A$; akan tetapi, pertimbangan-pertimbangan berikut ini mungkin agak merumitkan analisis:

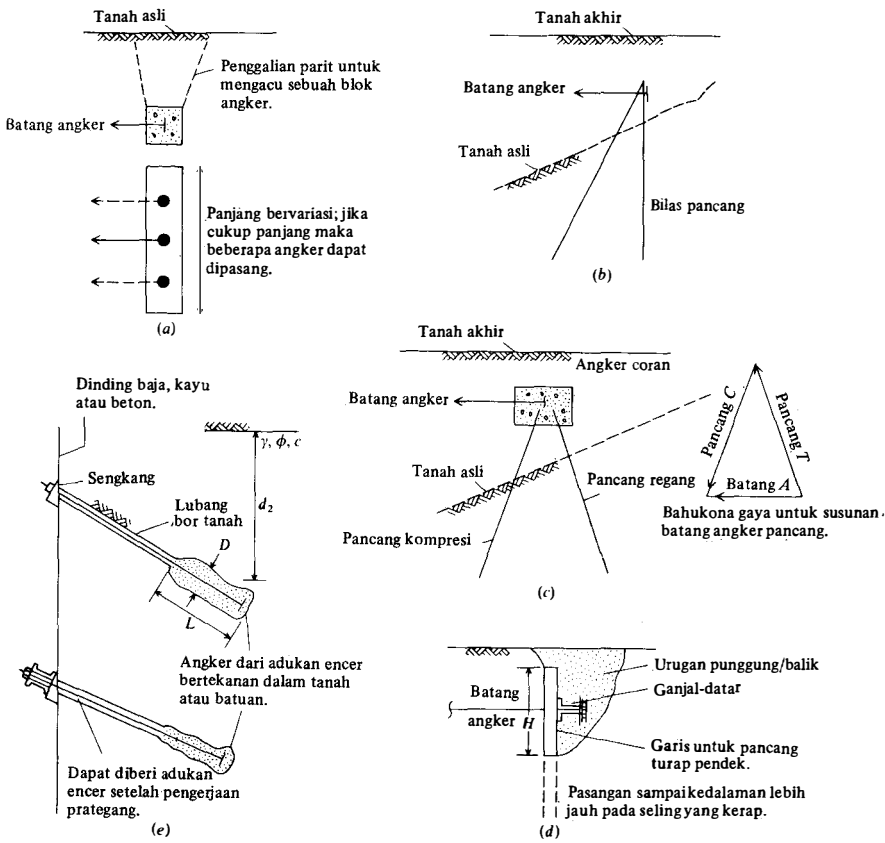
1. Kalau tanah di bawah angker menurun menjauhi batangnya maka angker itu menjadi tak-tertopang dan harus menahan bobotnya sendiri + setiap pecahan dari tanah atas yang ditugaskan kepada batang sebagai beban jalur. Biasanya terdapat sedikit perlengkungan sehingga kolom tanah sepenuhnya di atas batang tidak akan menekan kepadanya; akan tetapi, batang yang agak kecil dalam bentangan yang panjang dapat mengembangkan momen lentur yang banyak karena bobotnya sendiri dan dengan modulus potongan yang sangat kecil maka peningkatan dalam tegangan-tegangan regang mungkin menjadi besar.
2. Ada yang menyarankan untuk memasang anti-lendut negatif pada batang untuk mendahului suatu lendutan pada batang yang berkembang dari butir 1 di atas.
3. Ada yang mengusulkan pemasangan batang angker dalam pipa bolong sehingga keadaan itu memulai dalam kondisi yang tak-terdukung, tetapi pembebanan tambahan dari butir 1 di atas tidak akan terjadi.

Mengingat beberapa faktor ini tampaknya harus diterapkan sedikit SF atas gaya batang anker itu. Nilai-nilai dalam deret 1,2 sampai 1,5 biasanya dipakai; sebagai gantinya kita dapat memakai tegangan lebih rendah yang diizinkan dalam bahan anker tersebut. Untuk baja kita dapat memakai f_a pada besaran 0,6 sampai 0,66 F_y , agar memberikan SF nyata sebesar 1,6 sampai 1,5. Ini mungkin dapat dibenarkan karena FEM analisis menunjukkan bahwa gaya batang anker tidak banyak berubah menurut kedalaman pembenaman sehingga ketakpastian utama timbul dari penurunan tanah di bawah batang dan suatu beban tambahan yang terjadi dan akan cenderung berpusat dalam daerah batang anker. Batang yang lebih kaku mungkin perlu dianalisis-ulang, pada dinding memakai K_0 dalam daerah anker dan memakai K_a pada tempat-tempat lain.

Pengangkran Pancang Turap

Pengangkran untuk pancang turap dapat dicapai dengan blok-blok beton yang dicor di tempat (bujur sangkar atau panjang menurut keperluan) atau blok-blok beton pracetak yang dibenamkan agak dalam ke dalam tanah. Sederetan bilah-bilah pancang dapat dipancang dengan cara serupa terhadap dinding yang didukung, tetapi berukuran pendek (meskipun pasangan-pasangan berseling dapat dipancang lebih dalam) dan memakai balok ganjal-datar untuk menahan gaya batang anker. Bilah-bilah pancang dapat dipancang seperti dalam Gambar 13-16b dan c, dan beberapa ahli menyarankan hal ini se-

GAMBAR 13-16. Pengangkran pancang turap. (a) Pilar-mati (deadman) dicor-di-tempat; (b, c) bentuk luar bilah pancang dipakai sebagai pengangkran; (d) dinding pancang turap pendek dipakai sebagai pengangkran; (e) anker ikat punggung.



bagai yang paling dapat diandalkan di antara beberapa pengangkeran. Suatu permukaan yang dilandasi beton dapat diperluas untuk memberi tutup/selubung dinding pancang turap buat suatu pengangkeran puncak. Hal ini umumnya menetapkan puncak itu terhadap pergeseran maupun perpindahan dan ditangani secara efisien dengan program FEM yang memakai kondisi-kondisi batas.

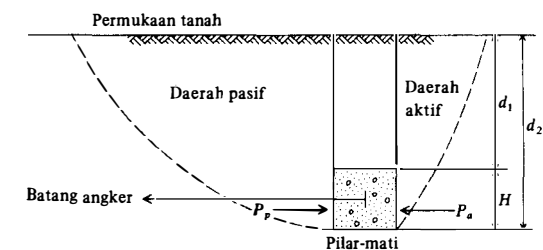
Angker dapat dibentuk dengan menempatkan beton atau adukan encer dalam lubang-lubang yang dibor sebelumnya yang dinamakan "ikat-punggung" di sekitar batang atau kabel baja berkekuatan tinggi yang dibuat memakai suatu pelat ujung untuk meningkatkan kapasitas pencabutan (pullout). Kabel-kabel baja berkekuatan tinggi biasa dipakai untuk angker-angker ikat punggung di mana F_y berada pada besaran 1000 sampai 1400 MPa di mana jenis baja struktural yang paling umum mempunyai $F_y = 250$ MPa (A-36).

Pilar-mati

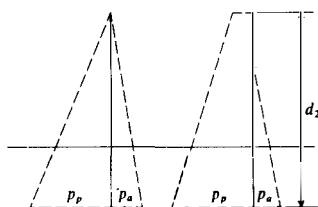
Pilar-mati ialah sebuah suku/bagian beton cetak-di-tempat atau pracetak yang mungkin bujur-sangkar, segiempat panjang atau sangat panjang. Kalau angker itu mempunyai panjang L yang jauh lebih panjang dari ukuran dalamnya H dan ditempatkan sedemikian rupa sehingga kedalaman d_1 dari Gambar 13-17a adalah sekitar 0,5 dan 0,7 H , maka tarikan angker yang diizinkan dapat dihitung sebagai

$$P_{ar} = \frac{P_p - P_a}{SF} \quad (13-6)$$

di mana faktor keamanannya SF adalah sekitar 1,2 sampai 1,5. Istilah P_p dan P_a adalah tekanan tanah pasif dan aktif berdasarkan $0,5 \gamma d_1^2 K_i$. Untuk $d_1 = 0,5 H$ persamaan ini



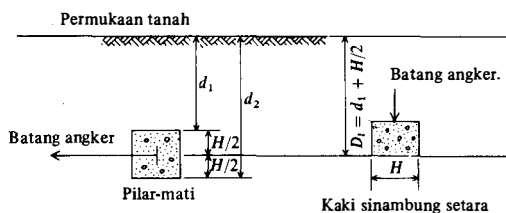
(a) Pilar-mati ditempatkan pada $d_1/H \leq 0,5$ sampai $0,7 H$.



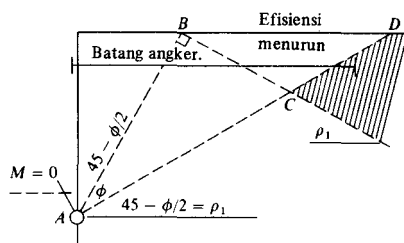
$$p_p = \gamma d_1 K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

$$p_a = \gamma d_1 K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

(b) Diagram tekanan untuk tanah tak berkohesi dan berkohesi



(c) Pilar-mati dengan $d_1/H > 3$ jauh lebih besar.



(d) Tempat angker sehingga daerah aktif dan pasif tidak saling memotong memberikan efisiensi maksimum.

GAMBAR 13-17. Pengangkeran pilar-mati dengan istilah/ketentuan yang dipakai dalam Persamaan (13-6) sampai (13-9). Perhatikan bahwa L itu tegaklurus terhadap kertas.

adalah optimal karena pusat dari tahanan pasif berada pada pusat dari pilar-mati dan bertumpu dengan batang angker. Persamaan ini mengabaikan setiap tahanan ujung tetapi mutlak bahwa angker itu cukup jauh dari dinding sehingga daerah gelincirnya tidak memotong daerah tekanan aktif. Tempat ini dapat dibuat mendekati sebagai berikut:

1. Tentukan letak titik sepanjang dinding di sekitar (atau di bawah) garis keruk di mana momennya nol.
2. Pada tempat momen nol buatlah dua garis yang miring dari horisontal pada $\rho_1 = 45 - \phi/2$ dan $\rho_2 = 45 + \phi/2$ (daerah Rankine).
3. Tentukan tempat pengangkatan sehingga puncaknya berada pada daerah bersirsir dan di bawah garis AD dari Gambar 13-17*d* untuk mencapai efisiensi penuh. Kalau berada dalam daerah BCD batasilah pasak angker pasif dengan garis BC tetapi efisiensi pengangkatan penuh mungkin tidak tercapai.

Kalau pengangkatan itu merupakan blok empat persegi panjang yang pendek (atau bujursangkar) berukuran $L \leq 1,5 H$, maka tahanan angkernya dapat dihitung sebagai

$$P_{ar} = \frac{C\gamma d_2^2 L K_p}{SF} + q_u H^2 \tag{13-7}$$

Koefisien C dapat diambil sebesar 0,5 sampai 0,65 dan K_p merupakan nilai Rankine dari Tabel 11-4. Pengujian blok angker berskala penuh oleh Smith (1957) menunjukkan bahwa $C = 0,65$ adalah memadai untuk mempertanggungjawabkan baik tahanan pasif maupun geser dasar dan geser ujung yang sangat besar untuk blok-blok pendek. Pengujian-pengujian yang dilaporkan oleh Tschebotarioff (1962) juga menunjukkan bahwa $C = 0,65$. Kita harus memakai $C = 0,5$ untuk pelat baja atau bilah pancang baja karena tahanan geser sisi dan dasarnya jauh lebih kurang/sedikit.

Untuk tanah kohesif pilihan lain untuk gaya batang angker dapat dihitung sebagai

$$P_{ar} = \frac{McHL}{SF} \tag{13-8}$$

di mana $M = 9$ untuk $d_2/H \geq 3$ ($9 =$ faktor kapasitas dukung untuk telapak yang dalam)
 $= 9(d_2/H)$ untuk $d_2/H < 3$ (interpolasi linear).

Untuk tanah $\phi - c$ pakailah Persamaan (13-6) dengan gaya tanah aktif dan pasif dihitung memakai Persamaan (2-41) dan (2-42) untuk balok angker panjang; untuk blok angker pendek pakailah

$$P_{ar} = \frac{P_p L}{SF} \tag{13-9}$$

Pada waktu blok angker sangat dalam, katakanlah $d_2/H \geq 6,5$ kita dapat menghitung tahanan angker memakai Persamaan (13-7) sebagai pendekatan yang wajar untuk semua nilai panjang L .

Ada sejumlah persamaan dan tabel untuk perancangan pengangkatan. Yang diberikan di sini adalah dalam deret beberapa alternatif dan mudah dipakai tetapi memerlukan bahwa anda paling sedikit melihat masalahnya.

Angker Ikat-Punggung

Angker ikat-punggung lebih banyak dipilih untuk kebanyakan konstruksi sementara (baik dinding berangker maupun dinding diperkuat dalam bab berikut) di mana mungkin untuk melampaui atas tanah yang berbatasan untuk pemasangan angker. Kerugian paling utama ialah memungkinkan daerah yang tidak-terhalangi di depan dinding, pemasangan dapat berlangsung dengan menurunkan garis keruk, dan prategang dalam kabel pada intinya membuktikan pengujian susunan itu.

Pemasangan dapat dilakukan dengan memakai bor-tanah batang-berlubang berdiameter 200 sampai 375 mm. Kabelnya, dengan pengungkit ujung untuk tahanan pencabutan baik selama dan sesudah pemasangan, disisipkan lewat batang berlubang tersebut. Pada kedalaman yang dikehendaki bor-tanah itu dicabut sedikit dan beton/adukan-encer (besaran $f'_c = 21$ MPa) dipompakan lewat batang itu untuk mengisi rongganya. Untuk memastikan pengisian rongga dan untuk agak membesarkan diameter batang sehingga tercapai kondisi K_0^+ , haruslah dipakai pompa sederhana. Tanah pada lintasan bor-tanah menahan adukan-encer, yang mungkin berada pada tekanan pompa dari 75 sampai 225 kPa. Ada kalanya dibor lubang-lubang yang jauh lebih kecil dengan pemakaian pompa bertekanan sangat tinggi. Akan tetapi, ada kemungkinan bahwa sebagai imbalan, lubang-lubang lebih besar dengan tekanan lebih rendah dapat menghasilkan angker-angker yang lebih andal dan lebih cepat. Rincian tambahan tentang angker-angker prategang dapat ditemukan dalam PCI (1974); suatu terapan praktis diuraikan dalam Ware dan kawan-kawan (1973) dan Oosterbaan dan Gifford (1972).

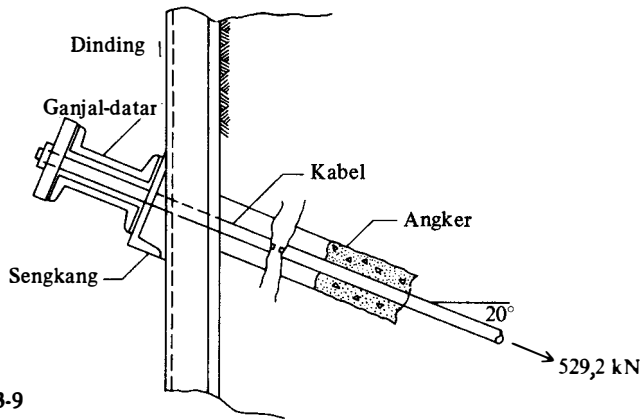
Pada waktu pengujian bukti dilakukan, susunan itu menjamin kestabilan dinding, masih perlu untuk memprakirakan terlebih dulu tempat jangkar itu dan ukuran-ukuran utamanya. Pada umumnya, kemiringannya harus mulai dari 15 sampai tidak lebih dari 30° dari horisontal sehingga komponen vertikal dari gaya angker atas bilah pancang itu tidak penting. Suatu kemiringan yang sedikit memudahkan pemboran dan pemasangan angker. Sudahlah umum untuk menempatkan bagian angkernya di luar daerah tekanan "aktif" (Gambar 13-8) dengan sisa kabelnya tetap bebas (tetapi terlindung terhadap karat/korosi). Cara ini memungkinkan kabel untuk meregang di bawah beban prategang sehingga ketika kabel itu dilepaskan dari dongkrak dan diangkerkan, maka prategang yang dihasilkan yang hilang tidak begitu besar sehingga tidak ada gaya angker yang tersisa. Kehilangan-kehilangan dari perubahan dalam panjang Δe adalah ($\Delta P = AE \Delta e / L$) sedemikian rupa sehingga gaya yang tersisa dalam bagian lain selain dari baja kekuatan-tinggi akan menjadi sangat rendah, dan setelah perubahan lebih lanjut pada perpanjangan karena rayapan tanah, maka akan tidak dapat dipakai untuk pengangkeran. Pada pemasangan yang permanen dianjurkan untuk mengisi sisa ukuran panjang angker itu dengan adukan-encer untuk perlindungan jangka panjang sesuai kerja prategang dilakukan.

Tahanan angker ikat-pungguk dapat diperkirakan memakai Persamaan (4-20) dan (4-22) pada waktu alas dari angker itu digentakan. Bila dasar itu tidak digentakan atau batangnya agak bervariasi diameternya seperti yang didapat dengan pengisian adukan encer/beton bertekanan, maka tahanan angker itu dapat dihitung (mengacu kepada Gambar 13-6e) sebagai

$$P_{ar} = \pi D \gamma d_2 L K \tan \phi + c_a \pi D L \quad (13-10)$$

di mana c_a adalah perlekatan (adesi) sebesar 0,7 sampai 0,9c. Pakailah diameter batang rata-rata untuk D , L = panjangnya adukan encer dan d_2 = kedalaman rata-rata dari panjang yang diberi adukan-encer L . Pemakaian $K = K_0$ dapat dibenarkan kalau beton (atau adukan encer) dimasukkan dengan bertekanan, hal mana sering dilakukan demikian; dengan cara lain pakailah $K = K_a$. Nilai-nilai untuk $K > K_0$ tidak dianjurkan karena rayapan tanah.

Contoh 13-9. Untuk sementara rancanglah balok ganjal-datar untuk batang angker bawah dari Contoh 13-3 dengan menganggap bahwa hasil/keluarannya adalah memuaskan. Perhatikan sebuah potongan balok ganjal-datar yang khas pada sebuah bentangan intern sebesar $s = 3$ m seperti pada Gambar E13-9. Pakailah sepasang besi kanal saling-berpunggungan dengan $F_y = 250$ MPa (tidak sama seperti bilah pancang turap). Dari hasil keluaran komputer didapat bahwa gaya batang angker aksial per meter ialah 165,8/kos 20 = 176,4 kN/m.



GAMBAR E13-9

Pemecahan. Gaya batang angker per meter merupakan tekanan atas balok ganjal-datar dan dengan memakai $M = wL^2/10$ (sebagai lebih konservatif daripada nilai-nilai momen-ujung-akhir sebenarnya) kita mendapatkan:

$$M = \frac{176,4(3^2)}{10} = 158,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kita akan memakai suatu tegangan lentur yang diizinkan sebesar $0,75 F_y$ untuk memberikan faktor keamanan nominal dalam lentur untuk balok ganjal-datar ($1/0,75 = 1,33$) sehingga tegangan lentur yang diizinkan $f_b = 0,75(250) = 190 \text{ MPa}$ (untuk baja A-36). Modulus potongan yang diperlukan untuk dua besi kanal adalah

$$S_x = \frac{M}{f_b} = \frac{158,8}{190000} = 0,836 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Dari tabel-tabel sifat potongan Fps dalam AISC atau Bowles (1980) dapatkanlah (dengan $S_x = 0,418$) C 310 \times 44,6 sebagai potongan paling ringan ialah:

$$S_x = 0,442 \times 10^{-3} \times 2 = 0,884 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ (untuk 2 kanal)}$$

$$I_x = 67,43 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \text{ (untuk 1 kanal)}$$

Carilah perkiraan pelendutan tengah bentangan untuk ganjal-datar dengan menganggap sebuah balok-ujung-mati:

$$\Delta = \frac{wL^4}{384EI} \quad (\text{persamaan buku pegangan})$$

$$\Delta = \frac{176,4(3^4)}{384(200000)(2 \times 67,43 \times 10^{-6})(1000)} = 0,00138 \text{ m} \quad (1,4 \text{ mm sehingga Benar})$$

Penekukan badan dapat diperiksa dengan memakai AISC Pasal 1-10.10. Kita akan memakai pelat angker yang memberi kelonggaran ruang kanal sebesar 25 mm untuk memakai urat baja kekuatan-tinggi buat kabel angker. Guna menutupi kedua flens kanal ($b_f = 80,5 \text{ mm}$) dan rongga kabel akan memerlukan sebuah pelat (kita akan memakai pelat persegi) sebesar $b = 2(80,5) + 25 = 186$, katakanlah memakai $b \times b = 200 \text{ mm}$.

Dari AISC persamaan tekukan badan adalah

$$f = \frac{R}{t(N + 2k)} \leq 0,75F_y$$

di mana R = gaya angker sebesar $3 \times 176,4 = 529,2$ kN; t = tebal badan besi kanal (13,0 mm tetapi 2 kanal); N = panjang dukungan pelat (200 mm); dan k = jarak badan dari tabel (= 28,7 mm). Substitusikan nilai-nilai (k tidak digandakan) menghasilkan:

$$f = \frac{176,4(3)}{2(0,013)(0,20 + 2(0,0289))1000}$$

$$= \frac{529,2}{6,7} = 79 \text{ MPa} \ll 0,75F, \text{ sehingga dukungan Benar.}$$

Untuk balok ganjal-datar (sementara) pakailah:

Dua C 310 \times 44,6 dengan pelat dukung $200 \times 200 \times t$ mm

////

Contoh 13-10. Untuk sementara tentukanlah ukuran angker ikat-punggung dari Contoh 13-3 untuk gaya angker sebesar 529,2 kN dari contoh terdahulu. (Merujuk pada Gambar 13-3a dan E13-9).

Pemecahan. Cobalah diameter poros angker nominal sebesar 300 mm. Kita dapat saja mengambil adhesi sebesar $0,5 q_u$ dan dengan tekanan akan mengaduk encer nilai dari $K = K_0$, katakanlah 0,5 untuk Persamaan (13-10). Perkiraan koefisien gesek berdasarkan $\tan \phi = \tan 20^\circ$ karena tekanan selama pengadukan-encer akan menghasilkan kondisi CU dalam daerah poros angker. Perhatikan bahwa kita seharusnya mempunyai data tanah yang lebih baik dari ini, tetapi untuk pengkajian pendahuluan mungkin hanya ini saja yang tersedia. Batas pembebanan angker dengan cepat akan menunjukkan apakah perancangan tersebut memadai atau tidak. Dengan perkiraan ini maka kita dapat menggunakan Persamaan (13-10):

$$P_{ar} = L\pi D(\gamma d_2 K \tan \phi + c_a)$$

Dapatkanlah d_2 dari suatu gambar berskala dari Gambar E13-3a sebesar kira-kira 9 m. Dari kedalaman ini 5 m ialah sampai permukaan air ($\gamma = 17,9$) dan 4 m untuk tanah di bawahnya ($\gamma' = 20,8 - 9,8 = 11,0$). Dengan pensubstitusian kita peroleh

$$L(\pi \times 0,300)\{(5 \times 17,9 + 4 \times 11,0)K \tan 20 + 0,5(61)\} = 529,2$$

$$L(\pi \times 0,300)\{(133,5 \times 0,5 \times 0,36) + 30,5\} = 529,2$$

$$L = \frac{529,2}{53,15} = 10,0 \text{ m}$$

Momen mengubah tanda-tanda (lihat Gambar E13-3d) di antara simpul 10 dan 11 sehingga dengan mengambil simpul 11 untuk tempat dari momen nol, kita dapat menggambarkan pasak Rankine pada $\rho = 45^\circ$ (karena $\phi = 0$) untuk melintasi kabel angker pada jarak kemiringan 5,5 m dari dinding. Karena itu maka panjang kabel minimal adalah

$$L_{\min} = 5,5 + 10,0 = 15,5 \text{ m}$$

dan keadaan ini menempatkan permulaan tahanan angker pada baji Rankine. Akan tetapi perhatikanlah bahwa dalam analisis Contoh 13-3 kita memperpanjang jarak itu melampaui 1 m lewat titik ini (memakai L untuk "pegas" sepanjang 6,5 m). Panjang angker beton sebesar 10,0 m tidak dipakai sebagai bagian dari "pegas" angker ini. Secara rutin periksalah $d_2 \cong d_2$ (terpakai).

////

13-12 KESTABILAN DAN FAKTOR KEAMANAN DINDING KESELURUHAN

Suatu dinding pancang turap dapat runtuh dengan salah satu dari keempat cara:

1. Lenturan pancang turap. Di sini jika kita memakai momen perancangan M dari analisis dan memakai

$$f = \frac{M}{S} \leq f_a$$

kita dapat memberikan SF (faktor keamanan) yang memadai dengan membatasi f_a . Pemakaian $f_a = 0,65 F_y$ memberikan SF nyata = 1,53 yang akan cukup memadai dalam kebanyakan keadaan. Sudah tentu kita boleh memakai f_a lebih besar; tetapi tidak dianjurkan untuk melampaui sekitar $0,83 F_y$ karena hal ini akan memberikan SF nyata = 1,2.

2. Keruntuhan batang anker. Hal ini dapat terjadi dengan pencabutan batang anker ke dalam dinding atau runtuhnya pengangkeran pada dinding atau pada anker. Untuk batang anker kita harus membatasinya sampai

$$f = \frac{P_{ar}}{A} \leq 0,6 \text{ atau } 0,7 F_y$$

Suatu SF sebesar kira-kira 1,5 sampai 2 seharusnya dipakai untuk memasang batang anker pada dinding dan dengan cara serupa juga untuk pengangkeran.

3. Ambruknya tapak (toe) (atau depak-lepas). Hal ini mungkin terjadi jika kedalaman pembenaman tidak cukup. Moda ini dicegah dengan menambah D yang diperlukan dengan suatu besaran – mungkin 20 sampai 40 persen memakai metode FEM atau metode klasik; akan tetapi dianjurkan bahwa dalam FEM suatu analisis yang mencakup penyebab depak-lepas potensial itu dibuat modelnya untuk mengetahui berapa banyak D yang diperlukan daripada meningkatkan sembarang dengan suatu persentase. Suatu penjumlahan momen tentang, katakanlah batang anker, tak berarti karena hal ini dilakukan untuk menghitung kedalaman pembenaman dengan metode "klasik" dan otomatis terpenuhi dalam cara FEM.
4. Kerusakan susunan. Di sini kita dapat memakai analisis lingkaran gelincir seperti untuk mempertahankan stabilitas dinding di mana lingkaran-lingkaran percobaan dibuat agak keluar dari blok anker dan melintasi tapak dari pancang turap itu. Suatu SF minimum yang dianjurkan untuk moda ini ialah 1,2. Cara analisis ini hanya berlaku untuk susunan anker dari Gambar 13-1a atau 13-1b.

Karena daerah di antara pasak tekanan tanah aktif dan pengangkeran tersebut serupa dengan suatu susunan bertulang dengan perbedaan utamanya karena memakai satu atau dua batang anker lawan sejumlah lajur penulangan, maka akan ternyata bahwa dalam daerah ini tidak akan terbentuk lingkaran gelincir.

Beberapa pihak menyarankan bahwa suatu kerusakan vertikal oleh penetrasi dinding pancang berlebihan agar diselidiki bila batang ankernya miring. Tidaklah mungkin tekanan aktif itu akan memaksa pancang ke dalam tanah; tetapi bila anker tersebut memakai urat (tendon) prategang yang diregang sampai suatu nilai tinggi, maka suatu gaya vertikal yang agak besar dapat terjadi. Persoalan dengan jenis analisis ini ialah bahwa karena berkembangnya suatu gaya vertikal yang besar, maka juga terdapat nilai horisontal yang besar sehingga tahanan geseknya meningkat dari komponen gaya yang normal; selain itu faktor gesekannya cenderung untuk mengubah mengikuti tekanan sehingga sukar untuk membuat segala jenis analisis berarti untuk kemungkinan "kerusakan" ini. Akan tetapi seharusnya terbukti sendiri bahwa kalau dinding itu mulai bergerak ke bawah karena uratnya sudah dibuat prategang, maka pekerjaan harus dihentikan dan pengangkeran dindingnya harus dirancang-ulang.

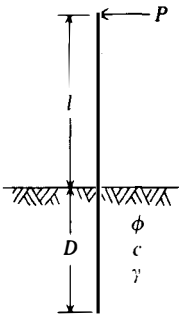
SOAL-SOAL

13-1. Pakailah metode elemen berhingga dan dapatkanlah kedalaman pembenaman untuk suatu bagian bilah pancang H (Tabel A-1 dari Lampiran A) untuk masalah "tiang-bendera" yang ditugaskan dari Tabel P13-1 dan mengacu pada Gambar P13-1. Setelah program itu menemukan suatu kedalaman, tunjukkanlah apa yang anda anjurkan untuk kedalaman tersebut dan sebab-sebabnya.

TABEL P13-1

No.	l	P	γ	ϕ	c^\dagger
a	25 ft	10,0 kips	110	32°	1,2 ksf
b	6 m	50,0 kN	17,3	34°	50
c	5 m	30,0	17,2	35°	60
d	15 ft	6,0	115	36°	2,5

\dagger Penugasan pilihan lain (pakailah suatu ϕ atau c untuk tanah di bawah garis keruk).



GAMBAR P13-1.

13-2. Pakailah metode elemen berhingga dan temukan kedalaman pembenaman dan potongan pancang turap untuk dinding konsol yang diangkat dari Tabel P13-2.

TABEL P13-2

	a	b	c	d
H	25 ft	7,5 m	28 ft	7,5 m
h_1	10	3	12	3,5
h_a^\dagger	5	1,5	4	1,5
γ_1	105	16,5	110	17,3
ϕ_1	30	30	33	33
γ_2	122,5	19,2	122,5	19,3
ϕ_2	30	30	33	33
γ_3	122,5	19,2	122,5	19,3
ϕ_3	30	30	33	33
c^\ddagger	1,2 ksf	190	1,0	160
h_b^\S	10	3,0	12	3,5
Beban tambahan q	0,50 ksf	24,0	0,60 ksf	30

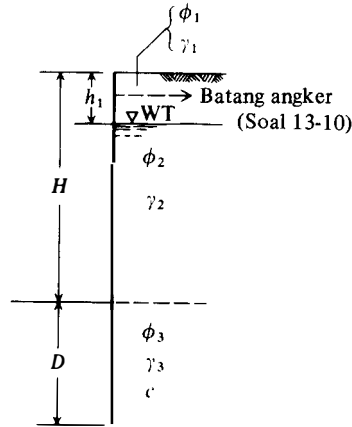
\dagger Untuk Soal 13-3 dan 13-10.

$\#$ Penentuan alternatif untuk suatu tanah ϕ atau c di bawah garis keruk.

\S Penentuan alternatif suatu beban tambahan pada urugan-balik; h_b = kedalaman batang anker.

13-3. Pakailah metode elemen berhingga dan carilah gaya batang anker, potongan pancang turap dan kedalaman pembenaman untuk soal yang ditentukan dari Tabel P13-2 untuk sebuah batang anker yang ditempatkan seperti yang ditunjukkan.

13-4. Kerjakan-ulang Contoh 13-3 untuk sebuah lokasi yang lebih optimal dari batang anker kedua. Perhatikanlah bahwa pengerjaan-ulang contoh itu anda harus mengubah daerah A dari pegas batang anker kedua.



GAMBAR P13-2

- 13-5. Berapakah pemindahan garis keruk kalau kedalaman pembenaman pada Contoh 13-1 ditingkatkan dari 10 menjadi 12 kaki? Apakah anda akan menganggap dinding itu aman kalau garis keruknya diturunkan 2 kaki untuk pembenaman 10 kaki?
- 13-6. Kerjakan-ulang Contoh 13-2 kalau kedalaman pembenaman dikurangi sampai 16 kaki. Apakah dinding itu aman pada kedalaman pembenaman ini? Pastikanlah untuk memakai simpul secukupnya di bawah garis keruk untuk mengenal profil tekanan simpul/profil tekanan.
- 13-7. Bila anda telah menemukan lokasi optimal untuk batang angker kedua dari Soal 13-4, buatlah rancangan-ulang ganjal-datar dan angker ikat-punggung. Pakailah 60 ksi (400 MPa) atau $F_y = 150$ ksi (1050 MPa) untuk angkernya. $F_y = 36$ atau 250 MPa untuk elemen-elemen yang lain.
- 13-8. Pakailah cara klasik dan temukanlah kedalaman pembenaman untuk soal "tiang-bendera" yang ditentukan dari Tabel P13-1. Pakailah $c = 0$ dan $SF = 1,4$ atas K_p .

Jawaban: (a) = 29,0 (b) = 5,3

Soal-soal 13-9 dan 13-10 berikut ini harus ditentukan untuk tanah berbutir ($c = 0$) atau tanah kohesif ($\phi = 0$) di bawah garis keruk. Tentukanlah SF sebagai suatu faktor peningkatan atas kedalaman yang dihitung atau untuk diterapkan sebagai K_p/SF atau c/SF . Dianggap bahwa air berada pada kedua sisi dinding sehingga efeknya hanya memerlukan pemakaian γ' di bawah permukaan air (GWT).

- 13-9. Pakailah metode klasik dan dapatkanlah kedalaman pembenaman untuk dinding konsol yang diangkat dari Tabel P13-2 dan Gambar P13-2. Pakailah $\delta = 17^\circ$ dalam koefisien tekanan tanah Coulomb.

Jawaban: ($SF = 1$) : (a) $D = 20$ kaki, $R_a = 8,9$ kips; (a) $D = 5,33$ m, $R_a = 119$ kN.

- 13-10. Pakailah metode klasik (tetapi tanpa penurunan momen) dan cairan kedalaman pembenaman dari dinding pancang turap berangker yang diangkat dari Tabel P13-2 dan Gambar P13-2. Pakailah Coulomb K_p dengan $\delta = 17^\circ$ dan Rankine K_a .

Jawaban: (Untuk $SF = 1$): (b) $D = 3,3$ m; $P_{ar} = 70,9$ kN, (c) $D = 10,6$ kaki, $P_{ar} = 5,6$ kips.

DINDING KUKUH,
PUNGGUNG-TARIK,
DAN ADONAN
UNTUK PENGGALIAN

14-1 PENGGALIAN KONSTRUKSI

Hal yang wajar bila konstruksi-baru dimulai di dalam sebuah kawasan yang dikembangkan harus memberikan perlindungan bagi bangunan-bangunan yang berdekatan yaitu bila penggalian di tempat baru dengan kedalaman yang dapat menyebabkan hilangnya kapasitas dukung, penurunan atau pergerakan lateral pada bangunan-bangunan yang ada. Konstruksi baru itu termasuk pekerjaan gali-urug (cut and cover), bila transportasi umum atau sistem pelayanan umum dipasang di bawah tanah dan kedalamannya tidak cukup untuk melayani operasi terowongan. Konstruksi baru tersebut termasuk penggalian dengan kedalaman sebesar 1 sampai barangkali 15 m atau lebih di bawah permukaan tanah yang ada untuk menempatkan sebuah pondasi "dangkal" atau pondasi rakit (mat), atau untuk penempatan dari satu sampai tiga atau lebih ruangan bawah tanah (subbasement).

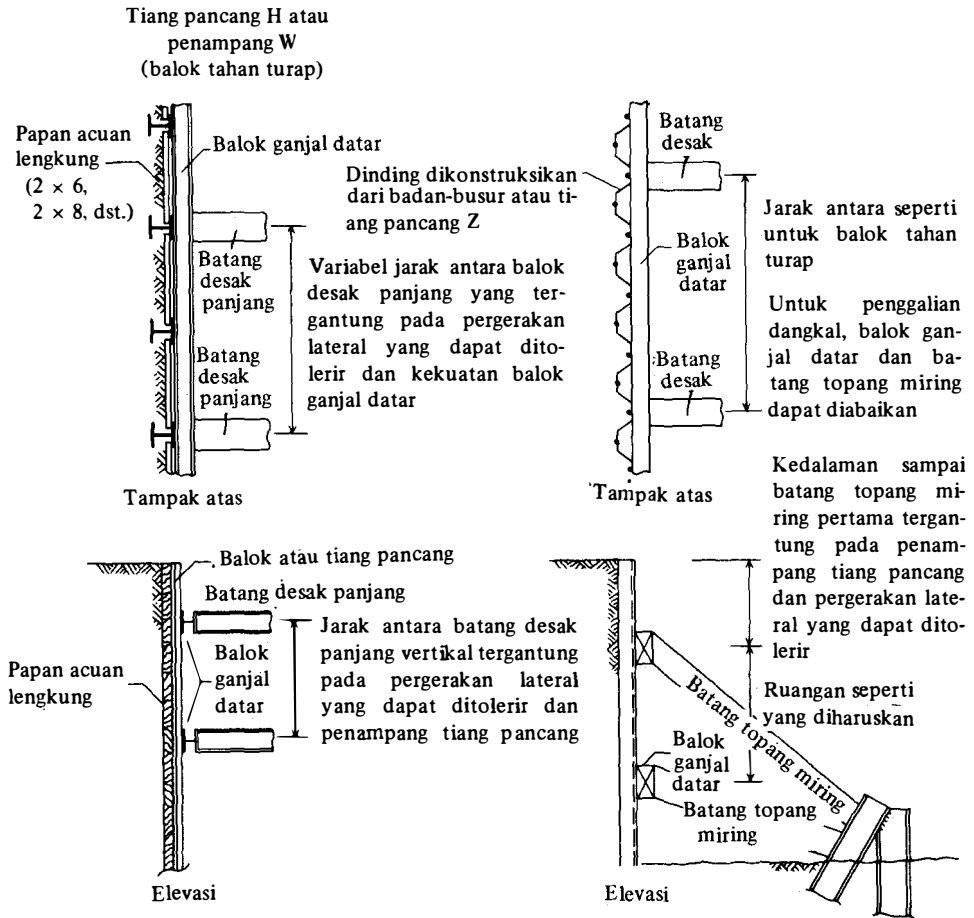
Pekerjaan jenis ini memerlukan instalasi semacam sistem konstruksi tahan yang disebut bendungan elak (cofferdam) papan-turap kukuh, atau dinding adonan dengan suatu cara untuk membuat konstruksi yang cukup kuat. Konstruksi tahan dapat dibangun dengan salah satu cara berikut:

1. Dinding papan turap (baja, beton, atau kayu)
2. Balok tahan turap (soldier beam) (atau tiang-pancang) dengan atau tanpa papan acuan lengkung (lagging)
3. Tiang-pancang beton yang dibor di tempat (atau pir)
4. Beton yang dituang dalam sebuah rongga yang ditahan dengan adonan (sesuai larutan padat) menghasilkan suatu dinding "adonan" ("slurry" wall).

Sistem-sistem untuk memegang dinding tahan di tempat termasuk

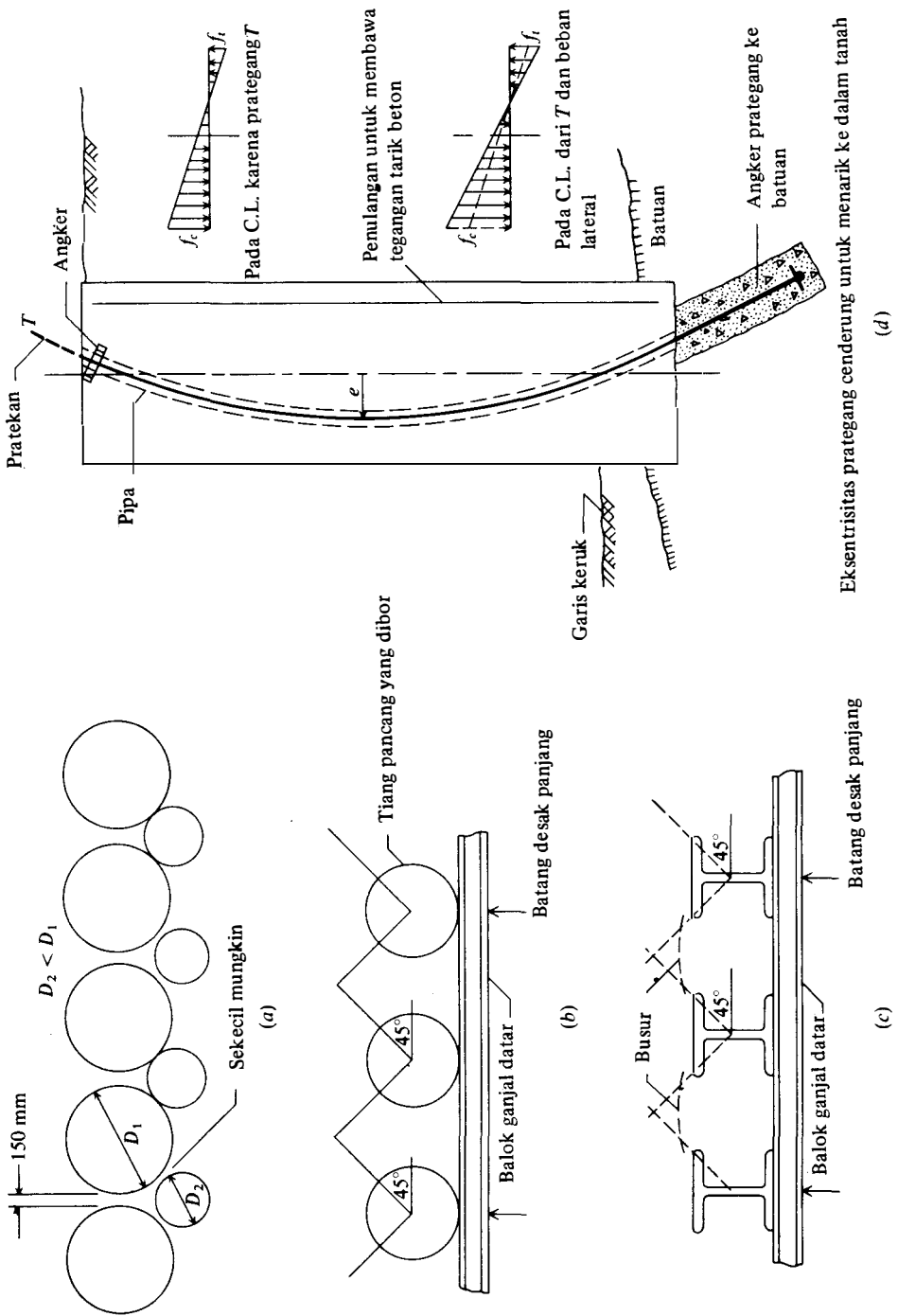
1. Balok ganjal datar (wale) dan batang desak (strut) atau batang topang miring (raker)
2. Cincin-cincin kompresi (bila penggalian relatif kecil ukuran bidangnya)
3. Dinding anker punggug tarik (Gambar 13-8) pada saat ini paling populer.

Dinding papan turap biasanya digunakan untuk menahan penggalian karena dinding papan turap tersebut mempunyai perbandingan kekuatan/berat yang paling tinggi, selain itu banyak bagian tiang-pancang yang dapat digunakan kembali dan umumnya dapat di-



GAMBAR 14-1 Papan turap kukuh atau bendungan elak untuk penggalian.

pasang dengan mudah baik dengan palu dinding papan turap maupun dengan alat pancang bergetar. Tapi dinding papan turap tersebut tidak dapat digunakan, di mana tanah lapisan bawah (subsoil) mengandung batu besar atau mampat dan penggalian tersebut cukup dalam. Jika tanah berbatu-batu atau agak mampat dan dinding papan turap akan rusak dalam pemancangan, maka sebuah sistem balok tahan turap dan papan acuan lengkung seringkali digunakan (Gambar 14-1). Sistem ini terdiri dari sederet tiang pancang H (balok tahan turap) yang dipancang pada sebuah ruangan (seringkali kira-kira 2 sampai 3 m dengan menggunakan kayu panjang standar). Pada saat penggalian berlangsung, maka papan yang tebalnya 50 sampai 100 mm disisipkan di belakang flens depan, atau papan-papan tersebut ditempatkan menentang tiang-pancang dan dijepit ke flens depan dengan meng-



GAMBAR 14-2

Sistem penggalian, (a) Dengan menggunakan dua baris tiang beton cor langsung (bored pile) untuk mempengaruhi dinding kedap air; (b) menggunakan baris tiang-tiang pancang berjarak dekat sehingga ruang-ruang antar tiang membantu menahan tanah; (c) menggunakan tiang pancang H sebagai pengganti tiang beton cor (bored piles); (d) menggunakan suatu deretan tiang-tiang pancang prategang yang berjarak rapat untuk mempertahankan bentuk vertikal galian.

gunakan pengikat yang sudah diberi hak paten. Jika getaran pancang dari tiang-pancang (dengan menggunakan palu tiang-pancang dan pemancang bergetar) menyebabkan kerusakan pada konstruksi yang berdekatan atau suara bising yang ditimbulkan sangat mengganggu, maka dapat digunakan tiang-pancang yang dibor di tempat. Tiang-pancang (atau kaison jika diameternya 760 mm atau lebih) dibor dengan jarak yang praktis sangat dekat, dan diisi dengan beton.

Jika anker cukup tersedia pada dasar tiang pancang dan dengan diameter yang sesuai, salah satu metode adalah memperlakukan tiang pancang vertikal sebagai suatu balok prategang seperti yang diilustrasikan dalam Gambar 14-2d. Kabel prategang yang dipasang dalam pipa saluran (conduit) ditarik hingga suatu beban yang telah ditentukan sebelumnya dan dikaitkan pada bagian atas. Beban prategang menghasilkan suatu tegangan kualitatif seperti yang ditunjukkan pada berbagai bagian di sepanjang tiang pancang tergantung pada eksentrisitasnya. Tiang pancang tersebut cenderung untuk membelok ke arah urugan-balik atau tanah asalnya dengan tendon yang dipasang seperti yang ditunjukkan tetapi pembelokan ini dilawan sedemikian rupa sehingga hasil akhirnya adalah mendekati sebuah tiang pancang vertikal dan dengan harapan tidak ada tanah yang hilang dari setiap pembelokan ke arah sisi penggalian. Menempatkan tendon prategang dengan e pada sisi kanan, dari sumbu tiang pancang vertikal akan cenderung membelokkan tiang pancang tersebut menjauh dari urugan-balik tersebut. Sementara hal ini akan lebih efisien mempergunakan f'_c dalam lenturan, pergeseran lateral ke arah galian akan merangsang mendorong bertambah kehilangan tanah.

Di tempat tanah dan air harus ditahan, maka haruslah sistem kedap di bawah bidang batas air jenuh dan mampu menolak tekanan tanah dan tekanan hidrostatik. Jarang digunakan untuk menurunkan bidang batas air jenuh, karena hal ini juga akan menurunkan tanah dan/atau konstruksi di sekitarnya. Sambungan dinding papan turap membolehkan cukup air untuk memasuki penggalian yang secara efektif akan menurunkan bidang batas air jenuh. Untuk kondisi-kondisi ini maka pemecahan dibatasi pada dinding beton yang dicor di tempat atau penggunaan adukan encer di sekitar garis keliling dinding papan turap atau halang rembasan (cut off wall) lempung untuk mereduksi permeabilitas tanah. Dinding beton dan dinding lempung mungkin harus memanfaatkan konstruksi parit adonan.

Jelaslah, desakan ke atas atau gaya apung akan merupakan sebuah faktor bagi konstruksi yang mempunyai ruangan bawah tanah di bawah bidang batas air jenuh. Jika desakan ke atas kira-kira sama dengan berat konstruksi, atau lebih besar, maka perlu mengkaitkan bangunan tersebut pada tanah. Jika dalam daerah yang sangat dekat hal ini dilakukan dengan menggunakan semacam sistem pengait seperti tiang-pancang anker ke batuan dasar, atau barangkali tiang pancang yang disok atau "punggung tarik" vertikal.

Urutan operasi, menempatkan tiang-pancang (papan-turap, balok tahap turap, atau dicor di tempat) dan membuat suatu operasi pengendapan air (water proofing operation) melalui pengisian adukan encer. Selama pekerjaan ini jumlah gambar (fotograf) yang cukup dari konstruksi di sekitarnya harus diambil untuk mendapatkan kondisi dan menentukan elevasi tanah serta stasion kontrol yang didirikan agar kehilangan tanah (penurunan yang menyertai pergerakan lateral ke dalam penggalian) dapat dideteksi dan/atau dimonitor.

Penggalian kemudian dilanjutkan, dan pada kedalaman tertentu berdasarkan pada monitoring dan ramalan kehilangan tanah, maka dipasanglah balok ganjal datar dan batang kukuh. Sebuah batang desak atau sistem batang topang miring membentuk penghalang dalam daerah penggalian yang tak diinginkan. Cara lainnya, menggunakan punggung tarik, tapi hal ini melibatkan pemindahan sebuah mesin pembor untuk membore dinding anker punggung tarik, izin untuk melanggar hak milik yang berkaitan, dan persoalan untuk menentukan pelayanan keperluan umum. Meskipun demikian, punggung tarik

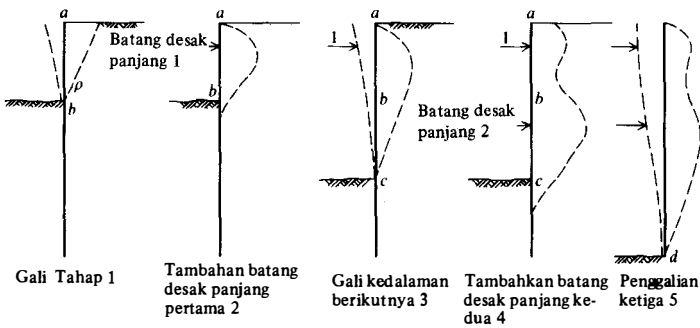
umumnya merupakan pemecahan yang lebih disukai di mana hak milik yang berdekatan dapat dilanggar untuk memasang pengait punggung tarik tersebut. Pengait punggung tarik ditinggalkan di tempat, sesudah konstruksi selesai, karena jika tidak, akan terlalu mahal, dan secara fisik tidak mungkin memindahkannya.

Kehilangan tanah merupakan persoalan yang serius di sekitar penggalian dalam daerah timbunan. Hal ini belum dapat dipecahkan dengan cara yang memuaskan; di mana kehilangan tanah dapat diabaikan, hal tersebut merupakan kombinasi perencanaan yang berlebihan dan bukan merupakan analisa rasional. Metoda elemen berhingga yang disajikan di dalam bab ini, salah satu metoda pertama yang diketahui pengarang dari sebuah metoda semi rasional untuk mengontrol kehilangan tanah.

14-2 TEKANAN TANAH PADA PAPAN TURAP KUKUH ATAU BENDUNGAN-ELAK.

Bendungan-elak kukuh dapat mengalami gaya-gaya tekanan tanah yang sama seperti konstruksi tahanan yang lain yang dapat dihitung dengan menggunakan metoda Rankine atau metoda Coulomb dari Bab 11. Tapi tekanan perencanaan, berbeda dari tekanan perencanaan yang dihitung dengan metoda dari Bab 11 karena cara tersebut di mana tekanan dikembangkan seperti yang disyaratkan dalam Gambar 14-3. Dalam tingkat 1 dari Gambar 14-3 dinding dipengaruhi oleh tekanan tanah aktif, dan luluh dinding terjadi. Deformasi lateral bergantung pada interaksi tanah konsol-dinding seperti yang akan didapat pada program elemen berhingga dari Bab 13. Selanjutnya sebuah gaya batang desak diterapkan untuk mendapatkan tingkat 2. Berapapun besarnya gaya batang desak tersebut (dalam pembatasan praktis) maka dinding dan tanah tidak didorong kembali ke kedudukannya yang semula melainkan gaya batang desak tersebut. Sebab gaya batang desak tersebut lebih besar dari tekanan aktif, sehingga menyebabkan suatu penambahan tekanan dinding. Integrasi diagram tekanan pada akhir tingkat 2 kira-kira sama dengan gaya batang desak—tidak diketahui dengan pasti bagaimana tekanan bekerja pada tempat tersebut dan di bawah garis penggalian. Penggalian seperti pada akhir tingkat 2 menyebabkan perpindahan lateral yang baru antara b dan c dan mungkin kehilangan sejumlah gaya batang desak sewaktu tanah bergerak ke luar dari daerah di belakang batang desak yang pertama ke dalam perpindahan antara b dan c sebagaimana halnya rayapan tanah. Pemakaian gaya batang desak kedua dan/atau dengan memperketat batang desak pertama mengakibatkan dimulainya diagram kualitatif dari tingkat 4 dan penggalian serta kehilangan tanah tambahan yang disebabkan oleh pergerakan lateral pada akhir, tingkat 4 bila penggalian berlangsung dari c ke d . Jadi jelaslah, jika kita mengukur tekanan di belakang dinding ini maka tekanan yang diukur akan langsung dihubungkan dengan gaya-gaya batang desak dan hanya mempunyai sedikit hubungan dengan tekanan tanah sesungguhnya yang terlibat jika menggerakkan dinding ke dalam penggalian tersebut.

Peck (1943) dan belakangan Terzaghi dan Peck (1967) mengusulkan diagram tekanan empiris untuk dinding dan perencanaan batang-desak dengan menggunakan tekanan tanah yang dihitung seperti pada paragraf sebelumnya. Tekanan-tekanan yang dilaporkan Krey di Berlin untuk pasir disatukan dalam diagram tekanan tersebut. Diagram-diagram tekanan ini dihasilkan sebagai pembungkus tekanan-tekanan maksimum yang dicari dan digambarkan untuk beberapa proyek. Diberikan ordinat maksimum pada pembungkus tekanan berdasarkan sebagian tekanan tanah aktif yang menggunakan koefisien tekanan Coulomb (atau Rankine). Diagram-diagram ini dengan perubahan terakhir Terzaghi dan Peck (1967), Peck (1969) seperti pada Gambar 14-4 dan diagram-diagram yang dibuat oleh Tschebotarioff (1973) dalam Gambar 14-5. Seperti yang kita ketahui diagram-diagram ini sangat konservatif. Sudah tentu, jika kita merencanakan sebuah gaya batang-desak berdasarkan diagram

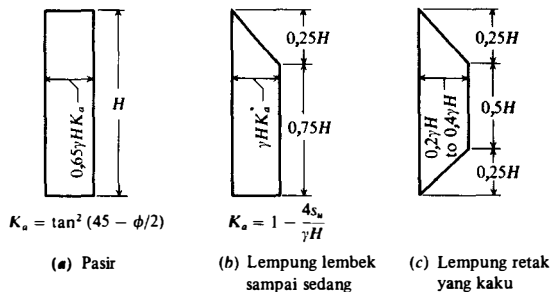


GAMBAR 14-3 Perkembangan tingkat tekanan tanah di belakang sebuah penggalian. Tekanan sesungguhnya tergantung pada gaya batang-desak melebihi ketergantungan pada tekanan tanah "aktif". Pada umumnya, selama penggalian maka gaya batang-desak akan berkurang. Pergerakan-pergerakan lateral selama tingkat penggalian tidak terjadi kembali selama tingkat tambahan batang-desak: Perhatikan bahwa "batang desak" mungkin berupa sistem punggung tarik karena efeknya adalah sama kecuali untuk komponen vertikal dari gaya.

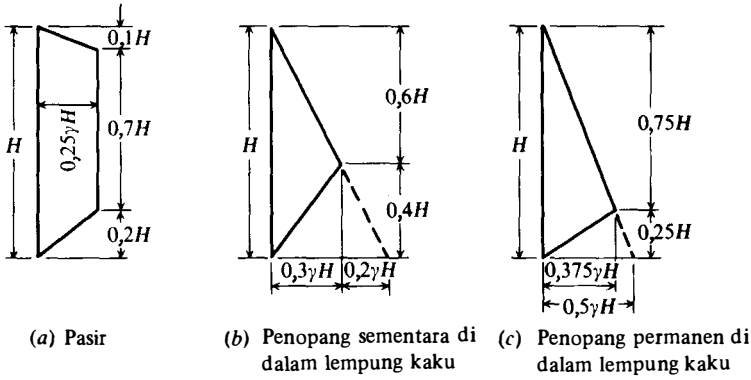
tekanan ini yang menggunakan balok yang ditopang secara sederhana untuk papan turap seperti yang diusulkan oleh Terzaghi dan Peck, maka gaya batang-desak akan menghasilkan diagram tekanan yang disebabkan oleh rayapan. Sedangkan kehilangan tanah dan papan turap tersebut direncanakan secara berlebihan, karena selisih diagram tekanan dan kontinuitas papan turap. Hal ini dijelaskan Lambe dan kawan-kawan (1970) serta Golder dan kawan-kawan (1970) di mana beban-beban batang desak yang diramal dan diukur berubah sebesar 100 persen. Swatek bersama kawan-kawan (1972), mendapatkan tekanan Tschebotarioff yang sesuai untuk merencanakan sistem kukuh pada sebuah penggalian di Chicago, Ill., yang dalamnya 21.3 m. Tapi Swatek, menggunakan konsep "konstruksi tingkat" yang serupa dengan Gambar 14-3 dan diagram tekanan Tschebotarioff. Umumnya, metode Tschebotarioff lebih sesuai bila kedalaman penggalian lebih dari 16 m.

Sifat-sifat Tanah

Parameter tanah tersalur untuk lempung kaku dan tanah $\phi - c$ umumnya dapat dikira-kira untuk tahanan lateral di belakang dinding kukuh di mana penggalian terbuka untuk jangka waktu yang cukup lama, misalnya, lebih dari 3 bulan. Bjerrum dan Kirkedam (1958) mengukur tekanan-tekanan dalam sebuah penggalian dari September sampai November di mana tekanan lateral bertambah dari 20 menjadi 63 kPa karena kehilangan kohesi (didasarkan pada penghitungan kembali dengan menggunakan ϕ dan c semula dan ϕ akhir). Kohesi seringkali dikurangi dalam potongan-potongan karena perubahan kandungan-



GAMBAR 14-4 Diagram tekanan tanah lateral seperti yang dianjurkan oleh Peck (1969). Gunakan qu dari pengujian-pengujian kompresi tak dibatas untuk kekuatan geser tak tersalur su . Gunakan (b) di atas untuk $\gamma H > 4$; (c) untuk $\gamma H \leq 4$.



GAMBAR 14-5 Diagram tekanan tanah lateral terhadap papan turap kukuh seperti diusulkan oleh Tschebotarioff (1973).

an kelembaban, oksidasi, retak tegangan, dan mungkin faktor-faktor lain seperti untuk sebuah dasar jangka panjang. Mungkin tidak konservatif untuk mempercayakan kohesi dalam mereduksi tekanan lateral. Jika potongan tersebut terbuka hanya 2 sampai 5 hari, maka kohesi dilakukan secara ekstensif untuk mempertahankan sisi-sisi penggalian.

Parameter tanah yang menggunakan pengujian triaksial dengan tekanan lateral yang berkurang mungkin lebih sesuai dibandingkan pengujian triaksial standar. Tapi, seringkali perencana harus mengekstrapolasikan tekanan-tekanan lateral dan membuat suatu perkiraan sudut ϕ dari data pengujian penetrasi. Untuk proyek-proyek kecil atau proyek pedesaan di mana kerusakan hak milik yang berdekatan dapat diabaikan, maka hal ini mungkin tidak menjadi masalah; untuk proyek-proyek lain hal ini bukanlah merupakan pekerjaan yang baik. Karena hasil bersih akan merupakan perencanaan sistem kukuh yang berlebihan dan juga mungkin kerusakan-kerusakan besar pada hak milik yang berdekatan. Teknik tanah tambahan merupakan biaya yang relatif kecil dibandingkan alternatif ini.

Di mana tanah distratifikasi, maka parameter tanah bisa dicari untuk setiap lapisan dan diperlukan seperti dalam Bab 11, khususnya jika konstruksi tingkat dianalisa. Kadang-kadang perlu untuk mensubstitusi parameter tanah ekuivalen untuk beberapa lapisan di belakang batang kukuh, seperti misalnya, dengan menggunakan diagram tekanan dari Gambar 14-4 atau 14-5. Untuk kondisi-kondisi ini kita dapat menggunakan suatu "berat rata-rata" ("weighted" average) dari massa tanah berdasarkan penilaian teknik kontribusi (berat) setiap lapisan terhadap sifat-sifat massa ekuivalen total [lihat Persamaan (a) dan (b) dari Bagian 4-8].

Kondisi regangan bidang biasanya didapatkan sepanjang sisi-sisi (dan ujung-ujung) penggalian yang agak besar. Pada titik sudut atau ujung penggalian yang sempit, maka kondisi triaksial mungkin dapat dicari. Parameter regangan bidang bisa didapat dari geseran langsung atau pengujian geseran sederhana langsung dari pengujian triaksial bersamaan dengan Persamaan (2-44).

14-3 DESAIN KONVENSIONAL UNTUK DINDING PENGALIAN KUKUH

Metode Elemen Hingga pada Bagian 14-5 adalah suatu metoda yang rasional (dan direkomendasikan) untuk analisis/desain dinding kukuh untuk keperluan (braced wall) penggalian; namun demikian masih banyak orang yang memakai metode konvensional sehingga

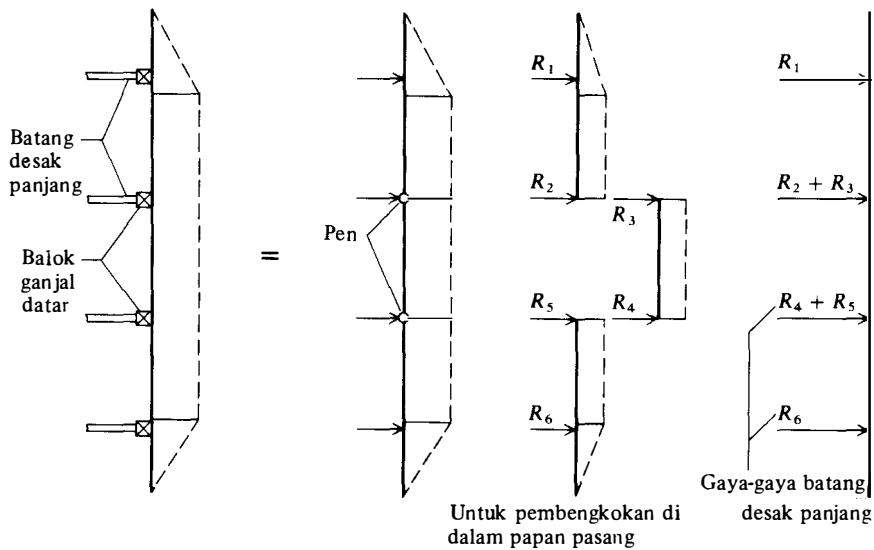
hal ini akan dibahas terlebih dahulu sehingga dapat diperoleh apresiasi yang lebih besar atas Metode Elemen Hingga (FEM).

Desain konvensional suatu dinding kukuh (braced wall) atau bendungan elak (coffer-dam) pada dasarnya adalah sebagai berikut:

- 1. Buatlah skema kondisi-kondisi yang diberikan dan tunjukkan semua data tanah yang diketahui, stratifikasi, bidang batas air jenuh, dan lain sebagainya.
- 2. Hitung diagram tekanan lateral dengan metode Tscheboratioff atau Terzaghi dan Peck. Pada kasus bendungan-elak dalam air, untuk sebuah pir jembatan atau tekanan lateral hanya berupa tekanan hidrostatik.
- 3. Rancanglah beberapa komponen (papan turap, balok ganjal datar, dan batang desak atau punggung-tarik atau 'cincin kompresi' dalam hal bendungan elak tiang (pier) jembatan.

Papan turap pembentuk dinding dapat didesain baik sebagai suatu penahan menerus di atas beberapa batang desak (strut)/titik-titik punggung-tarik (tieback) atau (secara konservatif) sebagai suatu deretan penahan-penahan yang dijepit seperti dalam Gambar 14-6. Untuk papan-turap yang kontinu suatu program komputer merupakan cara yang paling efisien untuk memperoleh momen-momen pelenturan (bending).

Balok-balok ganjal datar (wales) dapat didesain serupa dengan komponen-komponen dinding papan turap yang dikaitkan. Balok-balok ganjal datar ini mungkin secara konservatif diambil sebagai ujung sendi (pin-ended), meskipun, apabila program komputer tersedia mereka dapat diambil sebagai menerus melintasi titik-titik angker. Cara lain, kita dapat memperkirakan momen-momen jepit (fixed-end moments) secara konservatif sebagai $M = wL^2/10$ (Metode elemen Hingga yang sebenarnya adalah $wL^2/12$) seperti yang dikerjakan pada Contoh 13-9. Sistem balok ganjal datar untuk bendungan elak kukuh untuk pir jembatan ini dan serupa jika daerah perencanaannya kecil dapat didesain terutama untuk kompresi dengan balok ganjal datar memotong ujung-ujungnya secara tepat dicocokkan dengan komponen-komponen sepanjang sisi-sisi sehingga akibatnya adalah suatu cincin kompresi (meskipun perencanaannya adalah empat persegi panjang). Dalam hal ini akan



GAMBAR 14-6 Metode yang disederhanakan untuk menganalisis papan-turap dan menghitung gaya-gaya barang-desak.

terdapat beberapa batang desak (strut) memotong lebar balok tetapi beban-beban balok ganjal datar di ujung diteruskan ke balok-balok ganjal datar bagian sisi sebagai suatu gaya kompresi aksial.

Punggung tarik (tiebacks) adalah yang paling umum disukai untuk penggalian-penggalian besar sehingga suatu daerah kerja yang relatif tidak terhalang tersedia. Punggung tarik ini dapat digunakan apabila masukan atau entri bawah tanah ke dalam tanah didekatnya mengijinkan. Jika entri tidak mengijinkan alat pengganti yang menyokong dinding harus dipakai (atau dinding dibangun dengan cara berbeda — seperti dalam Gambar 14-2 atau dengan menggunakan suatu metode konstruksi 'dinding adonan' seperti pada Bagian 14-9). Dalam beberapa hal batang desak dan/atau batang topang miring (raker) seperti dalam Gambar 14-1 mungkin merupakan jawaban yang bersifat ekonomis untuk penyangga dinding.

Batang desak (strut) atau batang topang miring (rakers) sebenarnya merupakan kolom-kolom penahan yang tergantung pada suatu gaya aksial sebagai R_n pada Gambar 14-6 dan membengkok dari berat-sendiri anggota. Karena batang desak adalah suatu kolom kapasitas bawaannya adalah sangat tergantung pada perbandingan L/r . Untuk mengurangi rasio L/r karena alasan ekonomi atau alasan-alasan lainnya, penyangga tengah (intermediate)-baik lateral dan vertikal — mungkin diperlukan. Penyangga-penyangga ini, tentu saja, menyebabkan rintangan tambahan di daerah kerja.

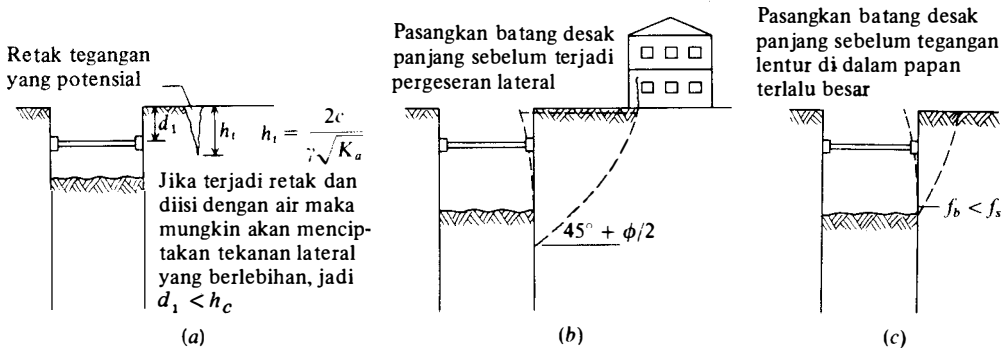
Tujuan yang diharapkan dari batang desak dan batang topang miring (dan punggung-tarik) tersebut adalah untuk menahan dinding terhadap pergeseran/pergerakan lateral ke arah galian. Setiap gerakan yang arahnya ke dalam yang terjadi harus dipahami karena mendesak dinding kembali ke posisi asalnya adalah tidak mungkin.

Karena pergerakan lateral dinding tersebut berhubungan dengan suatu penurunan tanah vertikal di luar daerah galian (disebut "hilangnya tanah"), hal yang penting adalah bahwa:

1. Dinding pas dengan sempit terhadap sisi-sisi penggalian-elemen penting dengan balok tahanan turap (solder beam) dan papan acuan lengkung (langging) atau jika dinding ditempatkan menghasap permukaan penggalian yang terdahulu.
2. Batang desak, batang topang miring atau punggung-tarik tersebut memberikan pergeseran lateral yang sangat terbatas. Ini semuanya adalah anggota-anggota elastis dengan suatu perbandingan AE/L sehingga beberapa pergerakan ke arah penggalian selalu terjadi karena 'pegas' ekuivalen merentang atau menekan di bawah beban dinding.
3. Balok ganjal datar ini cukup kaku sehingga pergeseran-pergeseran bagian dalam dari titik-titik anker tidak melebihi satu atau dua milimeter lebih besar daripada pergeseran pada titik anker tersebut.
4. Dinding kukuh (bracing) diletakkan secara vertikal sehingga sejumlah besar tonjolan dinding (bulging) ke dalam galian tidak terjadi di antara titik-titik kukuh. Hal ini memberikan baik batas-batas minimum kekakuan lapisan luar dinding (atau turap atau batas-batas jarak vertikal dari balok ganjal datar atau kedua-duanya).

Penempatan balok ganjal datar yang pertama dapat diperkirakan dengan membuat suatu analisis dinding konsol (cantilever) dengan menggunakan program FEM dan beberapa percobaan untuk tempat garis keruk (dredge line) dengan output diperiksa untuk pergeseran lateral tanah, meskipun, di dalam tanah kohesif kedalaman mungkin tidak boleh melebihi kedalaman retakan tegangan potensial (lihat Gambar 14-7a).

$$h_t = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$



GAMBAR 14-7 Kedalaman balok ganjal datar yang pertama dan batang-desak di dalam sebuah sistem kukuh.

karena pembentukan retakan ini akan menambah tekanan lateral melawan dinding yang lebih rendah (ini sekarang bertindak sebagai suatu tambahan ekstra) dan jika retakan ini terisi air maka tekanan lateral akan bertambah besar. Air ini juga akan cenderung melunakkan lempung di sekitarnya dan akan mengubah parameter kohesinya.

Penempatan balok ganjal datar yang pertama sebaiknya juga mempertimbangkan akibat dari penempatan baji-baji tanah aktif Rankine yang berturut-turut seperti dalam Gambar 14-7a karena baji-baji ini akan berkembang pada titik-titik momen mendekati nol dari dinding sedikit di bawah batas galian.

Jika pergerakan lateral dan penurunan tanah (subsidence) dapat ditolerir, maka kedalaman sampai batang desak yang pertama dalam pasir dapat berada pada tegangan lentur yang diijinkan di dalam papan turap dicapai dari suatu analisis dinding konsol seperti pada Gambar 14-7c.

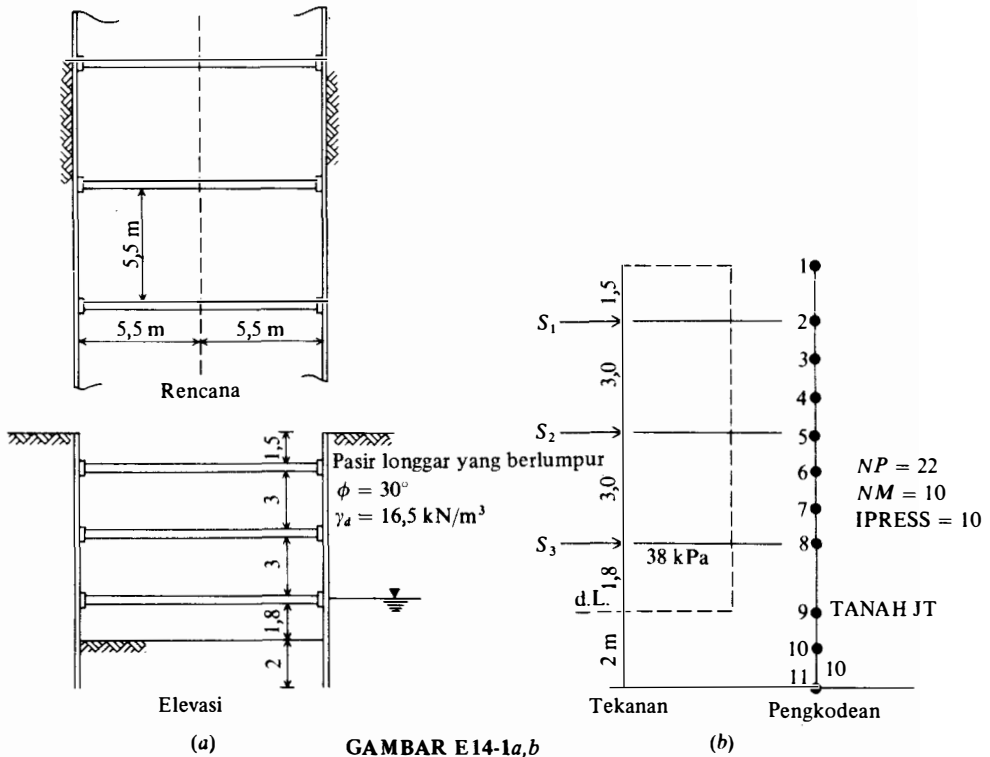
Contoh 14-1. Buatlah perencanaan sebagian untuk sistem papan turap kukuh yang diperlihatkan di dalam Gambar E14-1a. Gunakan diagram tekanan lateral dari Gambar 14-4. Pembebasan konstruksi vertikal dan horisontal menghendaki jarak antara batang-desak yang diperlihatkan. Perhatikan bahwa batang-desak yang diperkuat secara lateral oleh sebuah sistem anggota-anggota horisontal yang diperlihatkan oleh garis titik-titik di dalam bagian rencana. Tingkat permukaan air di dekat dasar penggalian akan dikontrol dengan memompa agar tekanan lateral yang ditimbulkan air akan diabaikan. Kita akan membuka hanya sebuah perencanaan pendahuluan pada tahap ini (perencanaan harus disikluskan di dalam program komputer untuk melihat apakah pergerakan-pergerakan lateral memuaskan untuk mengontrol kehilangan tanah di luar keliling).

Diperlukan. Gambarkan diagram tekanan, buat kode program, masukan dengan menggunakan program komputer untuk menganalisa gaya-gaya batang-desak dan lentur; rencanakan papan turap, batang-desak kritis dan balok ganjal datar.

Pemecahan

Langkah 1 Dapatkan diagram tekanan dengan menggunakan Gambar 14-4a untuk pasir longgar.

$$\text{Tekanan lateral} = 0,65 \gamma H K_a = 0,65 \times 16,5 \times 9,3 \times 0,333 = 33,2 \text{ kPa}$$



GAMBAR E14-1a,b

Kita akan menambah secara sembarang dengan 15 persen untuk air (jika hujan turun selama periode konstruksi):

$$\sigma = 1,15 \times 33,2 = 38 \text{ kPa (pada Gambar E 14-1b)}$$

Langkah 2 Buat kode dinding seperti yang ditunjukkan pada Gambar E14-1b dan masukkan arsip data ke dalam program komputer untuk papan turap. Penggunaan:

NLC = 1 (T kasus beban)

ITYPE = 0 untuk dinding papan turap NNZP = 0 (tidak ada gaya simpul ke dalam input)

IPRESS = 10 (10 input tekanan simpul)

IAR = 3 (untuk input batang desak seperti batang angker untuk mengidentifikasi simpul-simpul dalam output)

NP = 22 dan NM = 10 dengan pemeriksaan kode JT SOIL = 9

Arsip data lengkap ditunjukkan pada lembaran output.

Langkah 3. Perkirakan modulus reaksi tanah bawah jalan k_s untuk dasar 2 meter dengan menggunakan persamaan kapasitas bantalan poros

Dari Tabel 4-4 dapatkan $N_q = 18,4$ dan $N_\gamma = 15,1$ yang menghasilkan

$$k_s = 4983 + 12144Z^1 \quad (\text{gunakan AS} = 5000; \text{BS} = 12000; \text{EXPO} = 1)$$

Karena papan turap tetap maka kita dapat memakai harga berapa pun untuk momen inersia I : meskipun kita akan membuat suatu lubang sisi (side run) (tidak ditunjuk-

J E BOWLES CONTOH 14-1 ANALISIS DESAIN DAN PONDASI

PEMECAHAN UNTUK DINDING PANCANG TURAP ++++++

NO OF NP = 22 NO OF MEMBERS NM = 10 NO OF NON-ZERO P. NNZP = 0
 NO LOAD CASES, NLC = 1 NO OF ITERATIONS, NCYC = 1
 CORRECTED NODE SOIL SPRINGS NRC = 0 NODE SOIL STARTS JTISOIL = 9
 NON-LINEAR, NONLIN = 0 NO OF ANCHOR RODS, IAR = 3
 NO OF BOUNDARY CONDITIONS, NZX = 0
 NO OF NODE PRESSURE ENTRIES, IPRESS = 10 IMET (SI > 0) = 1
 MODULUS OF ELASTICITY = 200000000. KPA
 MAX LINEAR SOIL DEFORM XMAX = 1.000 M
 SOIL MODULUS = 5000.000 + 12000.000*Z**1.000 KN/M**3
 DEPTH OF EMBED, DEMB = 2.000 DEPTH INCREMENT = 0.300 M
 WALL WIDTH, BSHF = 1.00 M DREDGE LINE REDUCT FACTOR REDFAC = 1.00

ANCHOR ROD LOCATED AT NODE NOS = 2 5 8

MEMBER AND NODE DATA FOR UNIT WIDTH OF WALL (WRITTEN IN SUBROUTINE "SPRING")

MEMNO	NP1	NP2	NP3	NP4	LENGTH	INERTIA, M ⁴	NODE	KS, KN/M ³	SPRG--SOIL/A.R.	NODE Q, KPA
1	1	2	3	4	1.5000	0.00015	1	0.000	0.000	38.0000
2	3	4	5	6	1.0000	0.00015	2	0.000	170000.000	38.0000
3	5	6	7	8	1.0000	0.00015	3	0.000	0.000	38.0000
4	7	8	9	10	1.0000	0.00015	4	0.000	0.000	38.0000
5	9	10	11	12	1.0000	0.00015	5	0.000	170000.000	38.0000
6	11	12	13	14	1.0000	0.00015	6	0.000	0.000	38.0000
7	13	14	15	16	1.0000	0.00015	7	0.000	0.000	38.0000
8	15	16	17	18	1.8000	0.00015	8	0.000	170000.000	38.0000
9	17	18	19	20	1.0000	0.00015	9	5000.000	4500.000	38.0000
10	19	20	21	22	1.0000	0.00015	10	17000.000	17000.000	0.0000
							11	29000.010	12500.000	

THE BAND MATRIX CORRECTED FOR ANY BOUNDARY CONDITIONS

1	80000.	80000.	40000.	-80000.
2	106667.	80000.	-106667.	0.
3	200000.	100000.	60000.	-180000.
4	636667.	180000.	-360000.	0.
5	240000.	0.	60000.	-180000.
6	720000.	180000.	-360000.	0.
7	240000.	0.	60000.	-180000.
8	720000.	180000.	-360000.	0.
9	240000.	0.	60000.	-180000.
10	890000.	180000.	-360000.	0.
11	240000.	0.	60000.	-180000.
12	720000.	180000.	-360000.	0.
13	240000.	0.	60000.	-180000.
14	720000.	180000.	-360000.	0.
15	186667.	-124444.	33333.	-55556.
16	591728.	55556.	-61728.	0.
17	186667.	124444.	60000.	-180000.
18	426228.	180000.	-360000.	0.
19	240000.	0.	60000.	-180000.
20	737000.	180000.	-360000.	0.
21	120000.	-180000.	0.	0.
22	372500.	0.	0.	0.

P-MATRIX (ADJ FOR NZX)

1	0.0000
2	28.5000
3	0.0000
4	47.5000
5	0.0000
6	38.0000
7	0.0000
8	38.0000
9	0.0000
10	38.0000
11	0.0000
12	38.0000
13	0.0000
14	38.0000
15	0.0000
16	53.2000
17	0.0000
18	46.8667
19	0.0000
20	0.0000
21	0.0000
22	0.0000

MEMBER MOMENTS	NODE REACTIONS	DEFLECTIONS	SOIL PRESSURE	AND LAST USED	P-MATRIX	FOR LC = 1		
MEHNO	MOMENTS--NEAR END 1ST KN-M	NODE	SPC FORCE, KN	ROT, RADS	DEFL, M	SOIL Q, KPA	P-, KN-M	P-, KN
1	0.000	42.750	1	0.0000	-0.00162	0.00261	0.000	28.500
2	-42.750	-2.150	2	120.8999	-0.00055	0.00071	0.000	47.500
3	2.150	-9.050	3	0.0000	-0.00012	0.00062	0.000	38.000
4	9.050	22.050	4	0.0000	-0.00006	0.00067	0.000	38.000
5	-22.050	-15.307	5	106.4569	0.00015	0.00063	0.000	38.000
6	15.307	-14.663	6	0.0000	0.00026	0.00094	0.000	38.000
7	14.664	23.980	7	0.0000	-0.00023	0.00095	0.000	38.000
8	-23.980	-21.151	8	116.9156	-0.00008	0.00069	0.000	53.200
9	21.151	-3.980	9	4.6237	-0.00001	0.00103	0.000	46.867
10	3.980	0.000	10	13.1906	-0.00041	0.00078	0.000	0.000
			11	3.9800	-0.00048	0.00032	0.000	0.000

SUM SPRING FORCES = 366.07 ✓ VS SUM APPLIED FORCES = 366.07 ✓ KN
 APPLIED FORCES ADJUSTED FOR NONLIN SOIL REACTIONS WHEN SPRINGS ARE ZEROED ++++++

Data set

J E BOWLES	EXAMPLE	14-1	FOUND.	ANALYSIS	& DESIGN	4/E		
22	10	0	1	0	9	0	3	0
200000000.	1.0	1.00	2.0	0.10	0.30	10	0.00015	1.
5000.	12000.	1.	1.0	1.0	1.0	1.0	1.8	
1.5	1.0	1.0	38.	38.	38.	38.	38.	
38.	38.	38.	38.	38.	38.	38.	38.	
38.	0.							
2	5	8						
170000.								
170000.								
170000.								

GAMBAR E 14-1c

kan) dan perkiraan suatu harga yang wajar $0,00015 \text{ m}^4$. Dengan cara yang sama lubang-lubang percobaan tidak diperlihatkan menunjukkan suatu batang desak pada urutan bagian $W250 \times 73$ yang menghasilkan

$$K = \frac{AE}{L} = \frac{9,29 \times 10^{-3}(200\,000\,000)}{11} = 170\,000 \text{ kN/m.}$$

Bagian yang besar adalah sebagian dari adanya panjang yang tidak kukuh sebesar 5,5 m.

Dari data ini diagram tekanan empat persegi panjang pada gambar E14-1b dan ditunjukkan pada arsip data kita mendapatkan output pada Gambar E14-1c.

Langkah 4. Buatlah suatu kontrol output dan desain anggota-anggotanya.

- a. Periksa $\Sigma F_h = 0$. Dengan konstanta q gaya dinding total dari atas ke JT SOIL plus $\frac{1}{3}$ dari daerah segitiga sampai simpul JT SOIL + 1 adalah

$$P_h = 38(1,5 + 6 \times 1,0 + 1,8 + 0,333) = 366,06 \text{ kN} \quad (\text{digambarkan})$$

- b. Pergeseran simpul yang dihitung adalah semuanya kurang dari 1 mm kecuali simpul 1 di mana $\delta_h = 1,6 \text{ mm}$. Ini adalah pergeseran yang ideal, meskipun, karena terdapat pergeseran-pergeseran yang tak dapat dikontrol yang terjadi antara penggalan dan pemasangan batang desa. Pada titik ini dengan menggunakan metode yang disederhanakan ini, tidak ada cara untuk membuat penaksiran apapun dari pergeseran yang sebenarnya. Seseorang harus menggunakan metode komputer yang digambarkan pada Bagian 14-5 selanjutnya untuk suatu perhitungan pergeseran.
- c. Kita lihat gaya batang desak adalah hampir sama pada 120,9; 106,5; dan 116,9 kN. Dengan memakai gaya batang desak yang terbesar kita dapat merancang suatu batang desak tunggal untuk semua simpul yang ideal dari sudut konstruksi. Untuk jarak batang desak horisontal sebesar 5,5 m:

$$P_{st} = 5,5 (120,9) = 665 \text{ kN}$$

untuk suatu panjang yang tidak kukuh $L = 5,5 \text{ m}$ gunakan tabel kolom [seperti dalam Bowles, (1980)] dan pilihlah

$$W250 \times 73$$

yang mempunyai $r_x/r_y = 1,71$ dan suatu panjang yang tidak kukuh efektif sebesar 6,4 m sehingga untuk panjang ini beban sumbu yang diijinkan adalah

$$P_{\text{seluruhnya}} = 822 \text{ kN} > 665 \quad \text{yang diperlukan}$$

Ini akan dianggap mencukupi karena terdapat suatu momen berat sendiri yang dibawa

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{0,72(11)^2}{8} = 10,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Karena bagian ini telah digunakan sejak semula untuk menghitung pegas-pegas batang desak K , tidak ada perbaikan yang diperlukan.

- d. Momen lentur maksimum adalah pada simpul 2 dari 42,8 kNm yang hampir dua kali harga momen terbesar berikutnya yaitu 24,0. Hal ini barangkali memerlukan penyesuaian lokasi batang desak yang pertama, meskipun demikian kita akan

melanjutkan momen yang sudah ditentukan. Modulus bagian yang dibutuhkan dengan menggunakan bagian papan turap dengan baja jenis A328 ($F_y = 270 \text{ MPa}$) dan tekanan lentur yang diizinkan $f_a = 0,65 F_y$ adalah

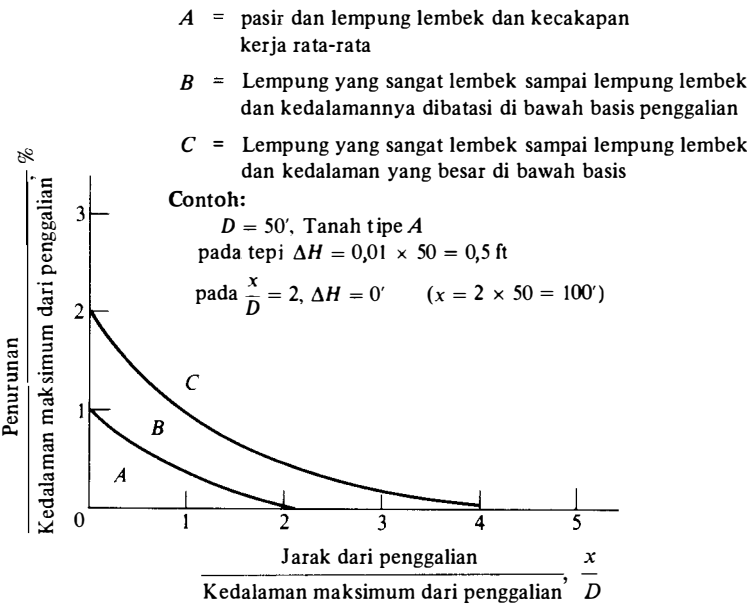
$$S_x = \frac{M}{0,65F_y} = \frac{42,8}{0,65(270)} = 0,244 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}$$

Dari tabel A-3 bagian papan turap paling ringan yang tersedia adalah PZ22 dengan lebar 0,56 m yang menghasilkan $S_x = 0,542/0,56 = 0,968 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}$.

- e. Karena desain balok ganjal datar ini sama dengan balok ganjal datar yang dijelaskan pada Bab 13 dengan satu-satunya perbedaannya adalah beban seragam $w = 120,9 \text{ kN/m}$ dan mungkin memakai suatu bagian W , maka hal ini akan ditinggalkan kepada para pembaca.

14-4 PERKIRAAN KEHILANGAN TANAH DI SEKITAR PENGGALIAN

Perkiraan kehilangan tanah di sekitar penggalian adalah suatu latihan yang cukup baik dalam penilaian teknik. Peck (1969) telah memberikan kurva-kurva non dimensi seperti dalam Gambar 14-8 yang dapat digunakan untuk mendapatkan orde magnitudo. Caspe (1966, tetapi lihat pembicaraan di dalam bulan Nopember 1966 yang merupakan hal kritis dari metode tersebut) menyajikan sebuah metode analisis yang memerlukan sebuah perkiraan defleksi turap dan perbandingan Poisson. Dengan menggunakan nilai-nilai ini, maka Caspe menghitung kembali salah satu penggalian Peck (1943) di Chicago dan men-



GAMBAR 14-8 Kurva untuk meramalkan kehilangan tanah. [Menurut Peck (1969)] .

dapatkan hasil-hasil yang wajar. Perhitungan yang dilakukan oleh pengarang menunjukkan, kita dapat melakukan langkah-langkah yang berikut dan mendapatkan hasil-hasil yang sama baiknya:

1. Dapatkan defleksi dinding lateral
2. Integralkan (Integrasikan) secara numerik defleksi dinding untuk mendapatkan volume defleksi V_s . Gunakan luas ujung rata-rata, formula trapesoida, atau kaidah 1/3 Simpson.
3. Hitung atau perkirakan jarak lateral pengaruh penurunan. Metode yang diusulkan oleh Caspe sebagai berikut (untuk tanah dasar lumpung):
 - a. Hitung tinggi dinding sampai garis keruk H_w .
 - b. Hitung jarak di bawah garis keruk $H_p = B$ (untuk $\phi = 0$) di mana B = lebar penggalian. Untuk tanah $\phi > 0$ gunakan $H_p \cong 0,5 B \tan (45 + \phi/2)$, kemudian

$$H_t = H_w + H_p$$

- c. Hitung jarak pengaruh penurunan D sebagai

$$D = H_t \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

4. Hitung penurunan permukaan pada dinding sebagai

$$s_w = \frac{4V_s}{D}$$

5. Hitung penurunan yang lainnya dengan menganggap sebuah variasi s_i yang parabolik dari D ke dinding:

$$s_i = s_w \left(\frac{x}{D} \right)^2$$

Contoh 14-2. Gunakan nilai-nilai yang disediakan oleh Caspe dan jelaskanlah hasil di atas. Gambar E14-2 dengan data dari Caspe dan seperti digambarkan pada kurva penurunan Peck. Penggalian tersebut adalah selebar 52 kaki dengan $\phi = 0$ dari -14 kaki ke bawah.

Pemecahan

Langkah 1. Integralkan (Integrasikan) defleksi dinding untuk jalur 1 kaki dari -1 hingga -35 kaki dan hitung V_s :

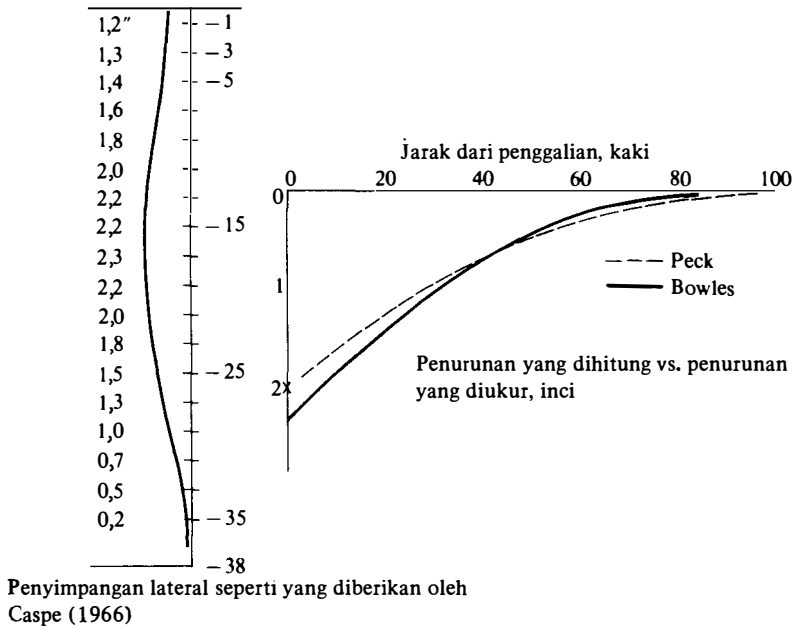
$$V_s = \frac{2}{12} \left(\frac{1,2 + 0,2}{2} + 1,3 + 1,4 + \dots + 0,5 \right) = 4,4 \text{ ft}^3$$

Jarak pengaruh penurunan diambil sebesar 90 kaki (diberikan oleh Caspe) dan dihitung sebagai berikut:

$$H_t = 38 \text{ ft} + 52 = 90 \text{ ft} \quad D = 90 \tan 45 = 90 \text{ ft} \quad (\phi = 0^\circ)$$

Langkah 2. Hitung penurunan tanah

$$s_w = \frac{4,4(4)}{90} = 0,196 \text{ kaki} = 2,35 \text{ in} \quad (\text{terhadap kira-kira } 2,04 \text{ pada dinding dari Peck})$$



GAMBAR E14-2

Langkah 3. Hitung penurunan pada 20,40, dan 60 kaki dari dinding (70,40, dan 30 kaki dari D):

$$s_{20} = 2,35 \left(\frac{70}{90} \right)^2 = 1,42 \text{ in} \quad (\text{kira-kira } 1,3 \text{ dari Peck})$$

$$s_{40} = \left(\frac{50}{90} \right)^2 = 0,72 \text{ in} \quad (\text{kira-kira } 0,7)$$

$$s_{60} = 2,35 \left(\frac{30}{90} \right)^2 = 0,26 \text{ in} \quad (\text{kira-kira } 0,3).$$

Beberapa faktor yang membuat perhitungan-perhitungan lalu menjadi sulit termasuk kekurangan dari nilai-nilai pergerakan dinding (metode elemen berhingga dari bagian yang berikut akan menyediakan pergerakan dinding untuk perkiraan awal dari urutan konstruksi yang dapat mempengaruhi penurunan dengan agak banyak, karena analisa yang baru saja diberikan mempertimbangkan dinding yang sudah dilengkapi. Perhitungan terdahulu dapat dilakukan secara bertahap, jika metode elemen-hingga pada analisa dinding digunakan, karena pergerakan lateral dan pergerakan yang diasosiasikan dengan pergerakan lateral tersebut akan didapat pada setiap tahapan konstruksi. Para pemakai harus membuat penyesuaian yang bersangkutan dalam jarak D yang didasarkan pada penilaian teknik untuk beberapa tahapan.

14-5 ANALISIS ELEMEN BERHINGGA UNTUK PENGGALIAN KUKUH

Metode elemen-hingga (FE) dapat digunakan untuk menganalisis penggalian kukuh. Kedua elemen-hingga dari kontinum elastis dan metode dinding papan turap/balok pada program komputer pondasi elastis di dalam Lampiran, dapat digunakan. Kedua metode ini akan dibicarakan secara singkat dan akan disajikan beberapa batasan dan kerugian dari masing-masing metode. Kedua metode tersebut dapat digunakan untuk kontruksi tahapan dan bekerja dengan baik pada komputer yang interaktif. Metode-metode tersebut dapat digunakan baik untuk kontruksi kukuh (batang-desak dan/atau batang topang miring) maupun untuk kontruksi punggung tarik. Kedua metode tersebut dapat digunakan dengan baik untuk membuat ramalan kasar tentang daya guna lapangan yang diharapkan dinyatakan dalam pergerakan dinding dan kehilangan tanah.

Tanah satu pun dari metode FE yang dapat meramalkan pergerakan dinding dengan tepat kecuali secara kebetulan karena beberapa alasan:

1. Gaya-gaya didistribusikan melalui sebuah sistem yang fleksibel, kuantitas tanah yang terlibat sangat besar.
2. Metode pemasangan dinding dan batang kukuh cenderung membuat model tekanan dinding tidak tertentu; rayapan tanah cenderung menghasilkan tekanan lateral yang tidak kekal.
3. Sifat-sifat tanah tidak diketahui dengan tepat dan respons pada jenis pembebanan ini tidak tentu.
4. Ketelitian dan pemeliharaan dalam kontruksi dinding berubah sangat luas.
5. Beban keliling seringkali tak diketahui.
6. Pemasangan dan ketelitian pengukuran dari sistem monitor.

Metode FE dari kontinum elastis telah dilaporkan oleh Clough dan Tsui (1974), Clough bersama kawan-kawan (1972), dan orang-orang lain. Metode tersebut digunakan dalam analisa pendahuluan tentang dinding yang digunakan dalam contoh yang berikut, tetapi dengan hasil yang masih diragukan [Lambe (1970)]. Metode FE memerlukan interaksi dengan program komputer dan saat ini tidak mempunyai kelebihan (keuntungan) khusus dibandingkan dengan analisis FE dinding papan turap maupun dengan cara coba-coba yang agak kasar yang menggunakan diagram tekanan lateral dari Gambar 14-4 atau Gambar 14-5. Metode ini digunakan untuk penggalian bertahap dan kita perlu menentukannya dalam model tersebut beberapa cara untuk memastikan bila gaya-gaya kukuh diterapkan agar dinding tidak bergerak terlalu jauh ke dalam tanah kecuali barangkali pada satu atau dua simpul-puncak di mana beban lebih tidak membatasi tanah sehingga dapat terjadi pergerakan.

Elemen-hingga dapat membuat model dengan kondisi-kondisi yang dianggap agak baik, jika waktu yang digunakan dan program komputer mempunyai pilihan yang cukup. Kerugian-kerugiannya termasuk:

1. Memerlukan penaksiran yang agak teliti tentang parameter-parameter tanah E_s , μ , dan sebuah pilihan program untuk memodifikasi E_s di mana tegangan tarik berkembang. Sebuah pilihan dapat digunakan untuk menyesuaikan modulus geser G' yang berbeda dengan yang didapat dari E_s di mana ada lapisan tanah kohesif yang jenuh. Karena keluaran secara langsung tergantung pada E_s , maka jawaban yang paling baik didapat bila data yang diukur tersedia untuk menghitung kembali masukan [Lihat Mana dan Clough (1981)].
2. Memerlukan beberapa cara (atau tafsiran keluaran) yang akan dapat menyatukan berat tanah yang diperlukan untuk menghasilkan pergerakan dinding dan kehilangan

tanah; beratnya sendiri cenderung menghitung penurunan vertikal yang sudah terjadi selama deposisi (pengendapan).

3. Memerlukan jumlah yang sangat banyak (masif) dari data masukan mengenai elemen-elemen dan untuk setiap tahapan.
4. Kode yang sangat cermat diperlukan untuk memungkinkan penggunaan kembali data, masukan secara sebagian untuk tahapan berikutnya.
5. Keluaran yang diperlukan sangat besar.
6. Dapat menghitung kehilangan tanah sebaliknya dari apa yang biasanya diamati.
7. Memerlukan ketelitian di dalam meletakkan batas model; jika terlalu dekat maka batas akan menarik gaya; jika terlalu jauh mungkin akan menambah lebar pita matriks dan/atau sangat banyak menambah waktu perhitungan/pengerjaan.
8. Waktu/tahapan perhitungan relatif sangat besar-walaupun untuk dimensi model yang sedang.
9. Memerlukan sebuah pilihan program untuk menyatukan FE translasi lentur dari dinding dengan translasi FE dari tanah.

Metode elemen-hingga yang menggunakan balok di atas pondasi elastis/program dinding papan turap memerlukan pembuatan beberapa anggapan tetapi diagram tekanan tanah biasa dihitung dengan menggunakan K_a (atau K lain seperti yang dianggap paling diinginkan). Gaya-gaya dukung dapat diperkirakan dari gaya yang perlu untuk mengandung tekanan tanah lateral dengan sebuah faktor keamanan yang sesuai. Hal ini didapat dari keluaran komputer dari tahapan sebelumnya. Secara alternatif maka gaya dukung dihitung dari satu jenis pembungkus tekanan (yakni, Gambar 14-4 atau Gambar 14-5). Keluaran komputer tidak panjang dan pelaksanaan tahapan akan memerlukan waktu beberapa detik sampai tidak melebihi 3 sampai 4 menit tergantung pada sistem komputer. Dengan cara yang serupa maka data masukan tidak banyak dan kira-kira setengahnya langsung dapat digunakan lagi dari tahap ke tahap. Faktor-faktor inilah yang khususnya membuat metode ini menarik. Kerugian-kerugian termasuk:

1. Metode tersebut paling baik bekerjanya di dalam lingkungan yang interaktif.
2. Beberapa percobaan mungkin diperlukan untuk mendapatkan keluaran yang paling baik untuk setiap tahapan.
3. Anggapan-anggapan tertentu dapat diperdebatkan.
4. Metode tersebut paling baik bekerjanya bila kita menghitung kembali data yang diukur (juga untuk FEM dibahas lebih dahulu).

FEM yang terakhir digunakan untuk kantor dan komputer yang lebih kecil karena sebuah dinding secara khusus dapat dianalisis dalam waktu dua hari untuk sejumlah tahapan (dan percobaan di dalam satu tahap). Dengan pertimbangan-pertimbangan tersebut maka metode ini akan diuraikan di dalam langkah-langkah yang berikut:

1. Gambarkan konfigurasi dinding dan profil tanah dalam skala yang sesuai dan yang menunjukkan parameter-parameter tanah γ , c dan ϕ hitung dan perlihatkan koefisien-koefisien tekanan K_a , K_0 dan K_p . Tempatkan simpul dan titik-titik kukuh secara tentatif.
2. Pilih anggota konstruksi untuk dinding. Jika sebuah bagian gilas digunakan, maka bagian ini dapat diubah dengan mudah karena entri garis tunggal melakukan hal ini. Anggota tersebut mungkin merupakan sebuah dinding papan turap baja, dinding beton (seperti dari konstruksi adonan), atau sebuah sistem balok tahanan turap dan papan acuan lengkung kayu. Batang kukuh dapat berupa batang-desak maupun punggug-tarik. Untuk punggug tarik, maka komponen gaya horisontal adalah parameter

masukannya. Termasuk komponen gaya vertikal di dalam efek $P-\Delta$ mungkin tidak diperlukan (tidak dapat dipastikan), karena gesekan dinding dari komponen horisontal diabaikan.

3. Perkirakanlah modulus reaksi tanah bawah jalan untuk tingkatan (tahapan) dari garis keruk ke bawah dan untuk tanah yang ditahan untuk beberapa tahapan.
4. Analisis tahapan pada pokoknya berlangsung sebagai berikut:

Tahap 1. Perlakukan dinding sebagai sebuah dinding papan turap konsol untuk suatu kedalaman penggalian. Pada tahap ini analisislah kedalaman observasi optimum dari pergerakan puncak tiang-pancang. Gunakan tekanan tanah aktif (atau yang lain) pada garis keruk. Perkirakanlah k_s untuk tanah di bawah garis keruk untuk tahanan dinding pasip.

Tahap 2. Gunakan batang-desak atau punggung tarik pertama. Gaya tersebut harus lebih besar dari gaya pendorong \times sebuah faktor keamanan yang sesuai. Gunakan sebuah modulus reaksi tanah dasar di belakang dinding untuk membatasi pergerakan lateral ke arah belakang sampai ke suatu nilai yang "wajar". Modulus ini harus membentang sampai ke garis keruk. Pecahkanlah sistem dinding-tanah ini. Jumlah pergerakan simpul dari tahap 1 dan tahap 2 adalah kedudukan lateral yang sekarang pada simpul-simpul dengan referensi ke kedudukan dinding mula-mula. Sebuah modulus lateral di belakang dinding diperlukan untuk menyerap gaya batang-desak tak seimbang, sebab kalau tidak maka program akan menghasilkan tahanan stabilitas yang diperlukan dari tanah di bawah garis keruk tetapi defleksi akan menjadi sangat besar.

Tahap 3. Buatlah penggalian berikutnya. Sekarang kita mempunyai beberapa pilihan tekanan lateral pada simpul tersebut untuk penggalian ini (lihat Gambar 14-9) dari output komputer kita akan mempunyai gaya-gaya simpul dari A sampai E dan tekanan-tekanan simpul dari q_1 sampai q_5 serta gaya batang desak (atau punggung tarik) P_1 seperti pada Gambar 14-9a. Untuk tahap ini dan tahap selanjutnya kita dapat:

- (a) Input P_1 atau P_1' yang telah dikurangi. Jika kita mengurangi P_1 kita harus mempertimbangkan untuk mengurangi tekanan-tekanan q_i sampai q_i' atau A, B, C , dan seterusnya sampai A', B', C' , dan seterusnya.
- (b) Model tanah sampai ke garis keruk sebelumnya menggunakan P_1' dan q_i' atau gaya-gaya simpul A', B' , dan seterusnya.
- (c) Karena tekanan lateral pada simpul garis keruk dari gaya batang desak P_1 menghasilkan komponen tekanan vertikal

$$q_o = Kq_s$$

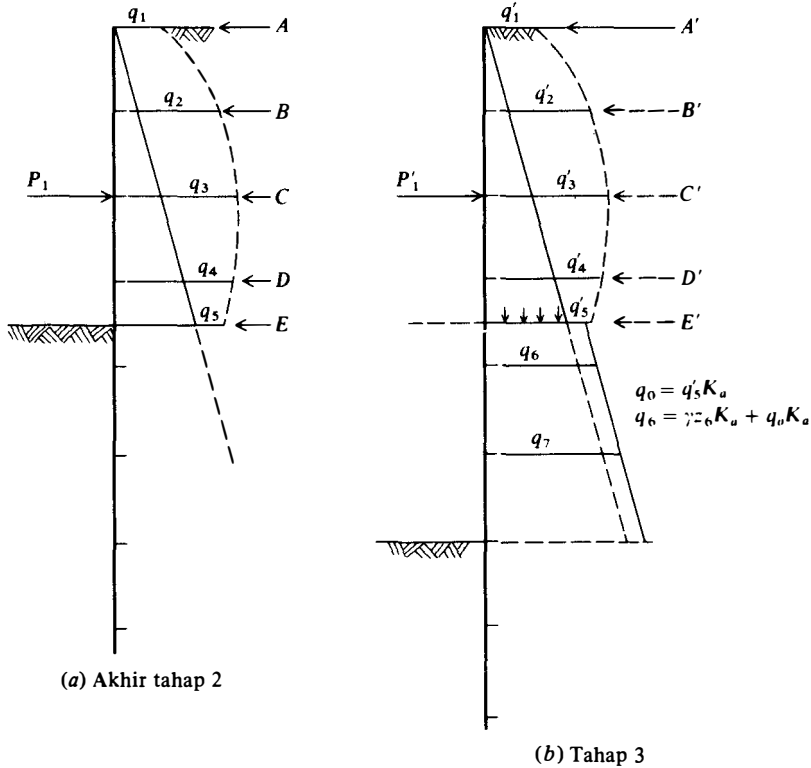
kita harus menyesuaikan harga-harga tekanan lateral yang lebih rendah oleh akibat ini, yaitu

$$q_6 = \gamma z_6 K_a + q_o K_a$$

- (d) Pada simpul garis keruk yang sebelumnya (5 di sini) pakailah q_s' yang lebih besar atau q_s' seperti yang dihitung dari tahap c tersebut di atas.

Semua ini akan memberikan suatu model yang wajar. Juga perhatikan bahwa kita dapat membiarkan pegas-pegas tanah dibalik dinding untuk simpul ke (tetapi tidak termasuk) garis keruk sebelumnya.

Pemakaian P_i' memungkinkan pemakainya untuk menghitung beberapa kehilangan gaya batang desak dari rayapan tanah dan faktor lainnya. Walaupun demikian jika anda mengurangi P_i menjadi P_i' pertimbangkan juga untuk mengurangi tekanan-tekanan



GAMBAR 14-9 Dengan menggunakan keluaran/output komputer dari tahap sebelumnya untuk mendapatkan tekanan-tekanan simpul untuk tahap selanjutnya.

yang melawan dibalik dinding — tetapi patut dicatat bahwa beberapa pihak yang berkepentingan menyarankan tekanan-tekanan yang lebih besar akan 'terkunci di dalam' dan akan tinggal meskipun P_i telah dikurangi. Suatu pemecahan yang sedikit lebih konservatif diperoleh jika anda mengurangi P_i menjadi P'_i dan melanjutkan untuk menggunakan gaya/tekanan simpul dari P'_i .

Tahap 4. Ulangi tahap 3 dan tahap berikut ini. Hal ini dikerjakan untuk setiap tahap berikutnya termasuk tahap N .

Defleksi dinding akhir adalah penjumlahan kumulatif dari defleksi dari setiap tahapan. Defleksi yang terjadi adalah defleksi kumulatif sampai tahap tersebut. Defleksi ini dapat digunakan dengan prosedur dari Pasal 14-4 untuk mendapatkan suatu perkiraan kehilangan tanah.

Contoh 14-3 Buatlah suatu perkiraan mula-mula dari pergerakan lateral sebuah penggalan kukuh yang dilaporkan oleh Lambé (1970) seperti diperlihatkan di dalam Gambar E 14-3. Data tanah adalah dari kertas gambar.

Pemecahan

Metode tersebut akan digambarkan dengan memperlihatkan masukan untuk keempat tahapan pertama dan keluaran sebagian dari simpul-simpul 1,8,9, dan 13. Program

tersebut terlalu panjang untuk menyediakan semua tahapan. Seharusnya sudah jelas bahwa para pembaca dapat membuat duplikat keluaran yang diberikan hanya dengan membuat model seperti yang dikerjakan oleh pengarang. Prosedur tersebut adalah untuk memberikan garis besar secara umum bagaimana kita dapat menentukan sebuah pemecahan.

Langkah 1 Buatlah kode-dinding seperti diperlihatkan pada Gambar E 14-3 untuk mendapatkan 16 simpul (15 elemen). Gambar K_a dan K_p Rankine dan $K_0 = 1 - \sin \phi$. Juga:

(a) Dapatkan gaya-gaya batang-desak (perencanaan dan akhir) dari kertas sebagai

Batang	Desain (akhir), kips	Yang diukur (akhir gambar), kips
1	170	90
2	493	215
3	605	300
4	566	230
5	615	270

Jarak antara batang desak lateral $s = 12.0$ kaki

Karena kita ingin mengetahui cara pendekatan bagaimana metode ini dapat dipakai bila dibandingkan dengan situasi yang sesungguhnya, kita akan lebih baik memakai harga-harga P desain yang dihitung di atas kertas daripada memperoleh gaya-gaya batang desak dari tekanan-tekanan lateral dan gaya-gaya simpul dari output komputer.

(b) Kita akan menghitung dengan tangan pegas-pegas tanah untuk simpul-simpul dibalik dinding dengan menggunakan profil k_s seperti yang ditunjukkan pada Gambar E14-3. Amati bahwa tiga dari elemen-elemen yang paling atas akan mempunyai k_s yang telah direvisi dalam tahap-tahap terakhir berdasarkan pada anggapan beberapa pengerasan tanah dengan waktu. Harga-harga k_s ini agaknya dipilih secara berubah-ubah, meskipun, jika pegas-pegas yang dihasilkan menggeser dinding tersebut ke arah urugan balik, harga-harga tersebut terlalu kecil.

(c) Untuk k_s di bawah garis keruk ambil

$$k_s = 12(\bar{q}N_q + 0,5\gamma BN_\gamma)$$

dengan $\phi = 35^\circ$ didapatkan $N_q = 33$ dan $N_\gamma = 40,7$ $\gamma' = 0,036$ kcf dan dengan cara substitusi diperoleh

$$k_s = 9 + 14Z^1$$

Gunakan untuk seluruhnya kecuali untuk penggalan yang kedua yang mempunyai lapisan lanau sehingga gunakan

$$k_s = 4,5 + 7Z^1 \quad (\text{setengah harga dasar})$$

(d) Hitung tekanan-tekanan tanah dengan menggunakan $K_a = 0,27$ untuk 8 kaki (diketahui $q_h = 0,212$ ksf pada garis keruk seperti ditunjukkan pada Gambar E14-3 tahap 1).

(e) Dapatkan data papan turap: Penggalan ini memakai bagian PZ38 yang tidak berlaku lagi tetapi I dari tabel data papan turap yang terdahulu adalah:

$$I = 280,8 \text{ inci}^4 / \text{kaki} = 0,0135 \text{ kaki}^4$$

$$E = 30000 \text{ ksi} = 4320000 \text{ ksf}$$

(f) Data masukan (input) untuk tahap pertama adalah:

Garis		Entri data										
1	Judul											
2	32	15	0	1	1	1	0	4	0	0	5	0
3	4320000	1,00	0,80	50,0	1,0	1,0	0,0135	1				
4	9,0	14	1,0									
5	2,0	2,0	4,0	5,0	5,0	5,0	3,0	5,0	[nilai-nilai $H(I)$ pada 2 garis]			
6	5,0	2,0	3,0	5,0	3,0	3,0	5,0					
7	0,00	0,053	0,106	0,212	0,00	[5 entri PRESS(I)]						

Langkah 2. Tahap 2: Kerjakan kembali dengan batang desak 1 di tempat.

Ini memerlukan pemeriksaan output/keluaran untuk melihat apakah pergeseran lateral terlalu besar dalam suatu desain (hal ini merupakan masalah yang tetap) dan jika demikian suatu garis keruk yang baru dibuat pada elevasi yang lebih tinggi atau suatu bagian papan turap yang lebih besar dipergunakan. Di sini kita secara sederhana menambahkan gaya batang desak pada simpul 3 dengan memakai $NNZP = 1$ dan hitung biasa pegas-pegas 4 simpul tersebut (termasuk garis keruk) dengan tangan khususnya

$$\text{Simpul 1:} = \frac{L}{2(k_s)(1)} = \frac{2}{2(2,5)(1)} = 2,5 \text{ k/kaki}$$

$$\text{Simpul 2:} = \frac{L_1}{2(k_s)(1)} + \frac{L_2}{2(k_s)(1)} = 5,0 \text{ k/kaki}$$

Simpul-simpul lainnya dihitung dengan cara yang sama dengan menggunakan profil k_s dari Gambar E14-3.

Arsip data masukan (input) adalah:

Garis		Entri data	
1-7	Duplikasikan dengan NNZP = 1 dan NRC = 4		
8	6	-14,2	(NP = 6 gaya batang desak tergantung pada 170/12 = 14,2 k/kaki)
9	1	2,5	(J, SPRNG(J) = jumlah simpul dan harga pegas)
10	2	5,0	
11	3	15,0	
12	4	40,0	

Dari keluaran ini diperoleh gaya-gaya pegas dan tekanan simpul dibalik dinding dari beban batang desak yang diterapkan sebesar 14,2 kips saling mempengaruhi dengan tekanan tanah aktif.

Langkah 3 Buatlah penggalan berikutnya. Hitung tekanan tanah aktif untuk tingkat/level garis keruk baru sebagai berikut

$$q_a = 0,212 + 0,0366 \times 0,27Z_i + 0,0624Z_i$$

yang termasuk tekanan air hidrostatik dan menghasilkan 1,508 ksf seperti yang ditunjukkan pada Gambar E14-3 pada level garis keruk ini.

Perbaiki garis data kedua untuk NNZP, NRC, dan IPRESS dan buat duplikat garis-garis 3–6 dan masukkan data baru IPRESS(I) tergantung apakah anda memakai tekanan simpul dari atas ke bawah atau kombinasi gaya-gaya pegas simpul dan tekanan-tekanan simpul. Perhatikan bahwa tekanan NNZP adalah paling sedikit 1 (untuk masukan gaya batang desak tersebut). Anda mungkin menginginkan untuk mengurangi gaya batang desak sampai mungkin 80 – 90 persen dari 14,2 kips yang sebelumnya dipakai untuk rayapan tanah.

Dari Hasil akhir untuk percobaan tabel perpindahan yang dilakukan pengarang didapatkan:

Simpul	Tahap	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Jumlah
1	X(2)	0,016	-0,166	-0,153	-0,087	-0,112	-0,072	-0,064	-0,063	-0,055	-0,756
8	X(16)	0,0	0,002	0,063	-0,022	0,070	0,041	0,047	0,054	0,040	0,295
9	X(18)	0,0	0,001	0,037	-0,012	0,087	0,043	0,081	0,073	0,046	0,356
13	X(26)	0,0	0,0	-0,002	0,001	0,016	0,003	0,141	0,032	0,014	0,205

Data ini hanya akan didapatkan ulang jika asumsi-asumsi dan entri data yang tepat sama dibuat oleh pembaca. Data ini diberikan hanya untuk menggambarkan tipe keluaran yang diharapkan dan tidak ada tuntutan bahwa hal ini merupakan model yang paling memungkinkan.

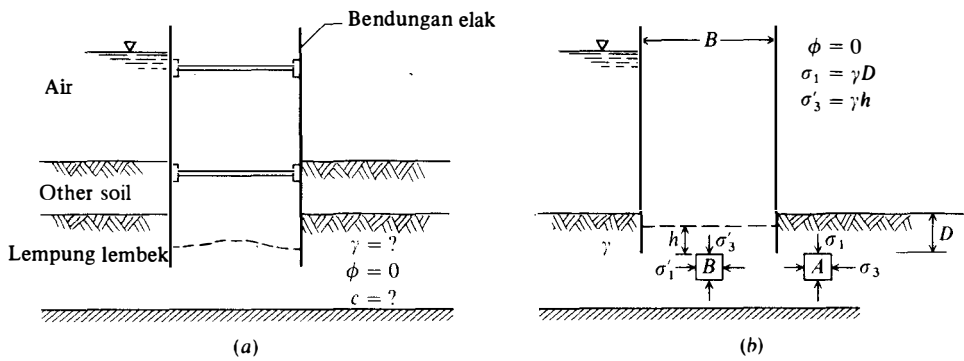
Komentar: Hal tersebut di atas tidak menunjukkan "sulap" ("juggling") nomer dan pada percobaan pertama harga-harga tersebut tidak wajar. Di dalam tulisan Lambe, bagian atas berpindah ke urugan balik tetapi tidak sebesar -0,756 kaki seperti yang ditulis di atas (kira-kira setengahnya). Sisa dinding tersebut bergerak ke arah penggalian (seperti dalam tulisan Lamba). Harga-harga yang terukur agak lebih besar daripada harga ini tetapi hanya sekitar 50 persen (bukan suatu ukuran besaran seperti beberapa metode elemen hingga kontinum elastis yang dikutip sebelumnya) mungkin memberikan.

14-6 KETAKSTABILAN YANG DISEBABKAN OLEH NAIKNYA DASAR GALIAN

Bila sebuah bendungan-elak ditempatkan baik di atas, maupun di dalam sebuah lapisan lempung lembek seperti dalam Gambar 14-10a maka lempung dapat mengalir di bawah papan turap kepenggalian jika tanah yang dipindahkan cukup. Kehilangan tekanan dari penggalian mengakibatkan ketidakstabilan dasar, dan aliran tanah menaikkan elevasi dasar yang biasanya disebut "kenaikan dasar galian". Ini dapat dianalisis dari lingkaran Mohr dengan menggunakan Pers. (2-42) atau sebagai sebuah kegagalan daya dukung tanah (lihat Gambar 4-1).

Dari Gambar 14-10b maka analisis lingkaran Mohr pada dasarnya adalah tekanan lateral σ_3 pada sebuah elemen tanah pada titik A, juga tekanan lateral pada sebuah elemen di titik B. Di titik B elemen tersebut dipengaruhi oleh tekanan vertikal σ_3 dan tekanan lateral σ_3 yang sama seperti di titik A. Dari Pers. (2-46) dan dengan menggunakan K_a untuk kuantitas tangen maka kita mempunyai

$$\sigma_3 = \sigma_1 K_a - 2c \sqrt{K_a} \tag{2-46}$$



GAMBAR 14-10 (a) Bendungan elak di atas lempung lembek; (b) pemecahan teoretis.

untuk kondisi tak tersalur $c = s_u$, $\phi = 0$, dan $K_a = \sqrt{K_a} = 1$ menghasilkan

$$\sigma_3 = \gamma H - 2s_u \quad (a)$$

untuk elemen B dan dengan menggunakan σ'_1 = tegangan utama, kita peroleh dari harga di atas dengan menggunakan Persamaan (2-41) dan mengingat $\sigma'_3 = \gamma h$

$$\sigma'_1 = \gamma h + 2s_u \quad (b)$$

Dari Gambar 14-10b, kita lihat bahwa Persamaan (a) = Persamaan (b) sehingga

$$\gamma h + 2s_u = \gamma D - 2s_u \quad (c)$$

Dengan hati-hati perhatikan kedalaman D adalah sampai ke tapak (toe) dinding tersebut dan kedalaman D yang lebih kecil mengurangi kecenderungan menekan tanah ke dalam galian dari zona di mana blok A berada. Perhatikan juga bahwa setiap kedalaman h di atas tapak dinding tersebut dalam galian memungkinkan D yang lebih besar (dan juga mengurangi kecenderungan suatu aliran dasar (atau kenaikan dasar galian). Sekarang menjawab Persamaan (c) untuk tapak dinding kedalaman D dengan SF kita dapatkan

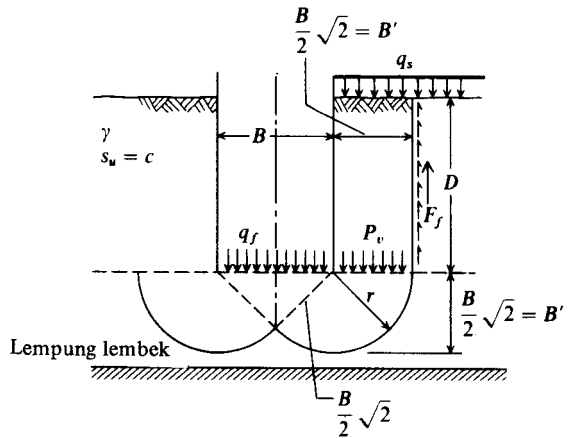
$$D_c = \frac{\gamma h + 4s_u}{\gamma(\text{SF})} \quad (14-1)$$

dengan $s_u = q_u/2$ kita dapatkan bentuk yang lebih umum dari Persamaan (14-1) sebagai berikut

$$D_c = \frac{\gamma h + 2q_u}{\gamma(\text{SF})} \quad (14-1a)$$

Terlihat bahwa, tergantung pada q_u , kita dapat menggali sampai ke tapak turapan ($\gamma h = 0$) untuk beberapa harga $H = H_c$.

Dari Gambar 14-11 maka analisa kapasitas dukung didasarkan pada kenyataan, tanah yang dipindahkan adalah suatu tekanan telapak negatif. Kita boleh membuat analisa tersebut pada dasar pondasi dangkal $D/B \leq 1$ maupun pondasi dalam $D/B > 1$. Terzaghi (1943) menyajikan metode untuk penggalian dangkal, dan belakangan Bjerrum dan Eide (1956) menganalisa penggalian dalam. Analisis yang belakangan didapat untuk memberikan



GAMBAR 14-11
Kestabilan penggalian terhadap kenaikan dasar galian dengan menggunakan teori kapasitas dukung.

korelasi yang wajar berdasarkan 14 penggalian (orde ± 16 persen) jika anisotropi diper-
timbangkan [Schwab dan Broms (1976)].

Untuk penggalian dangkal $s_u = c$ dan dengan menggunakan N_c Terzaghi = 5,7 maka
tekanan dukung ultimat adalah

$$q_{ult} = s_u N_c = 5,7 s_u \quad (\text{dengan mengabaikan } q \text{ dan } N_q).$$

Jalur vertikal yang dekat ke papan turap dengan dimensi panjang satuan dan lebar dasar
 $B' = 0,707 B$ mempunyai sebuah tahanan geser vertikal $F_f = s_u D$. Tekanan P_v pada bidang
horisontal pada kedalaman D dan termasuk beban tambahan q_s dapat dicari dengan men-
jumlahkan gaya-gaya vertikal untuk mendapatkan

$$B' p_v = \gamma D B' - s_u D + q_s B'$$

di mana

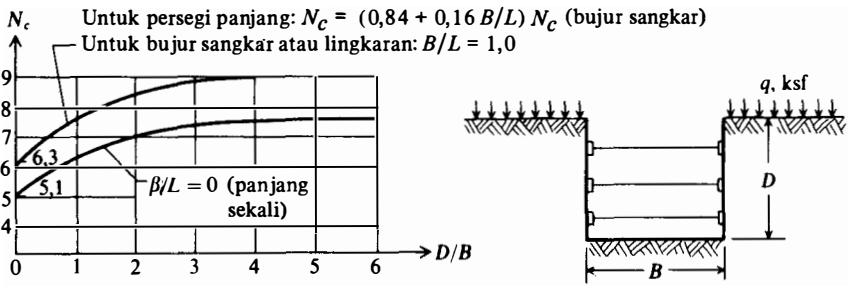
$$p_v = D \left(\gamma - \frac{s_u}{B'} \right) + q_s$$

Pada kegagalan yang baru mulai (kenaikan dasar galian alas) maka tekanan dukung ultimat
 q_{ult} adalah sama dengan p_v jadi dengan menyamakannya, menentukan D = kedalaman
kritis D_c , dan termasuk sebuah faktor keamanan SF maka kita dapatkan

$$D_c = \frac{5,7 s_u - q_s}{(\gamma - s_u/B') SF} \quad \left(\frac{D}{B} \leq 1 \right) \quad (14-2)$$

Bila $D/B > 1$ maka persamaan yang diinginkan didapat dengan mengabaikan tahanan
geser F_f pada blok tanah sebelah luar dari Gambar 14-11. Juga faktor-faktor N_c dari
Gambar 14-12 harus digunakan. Dengan penyesuaian ini dan termasuk faktor keamanan
tersebut maka kedalaman penggalian kritis adalah

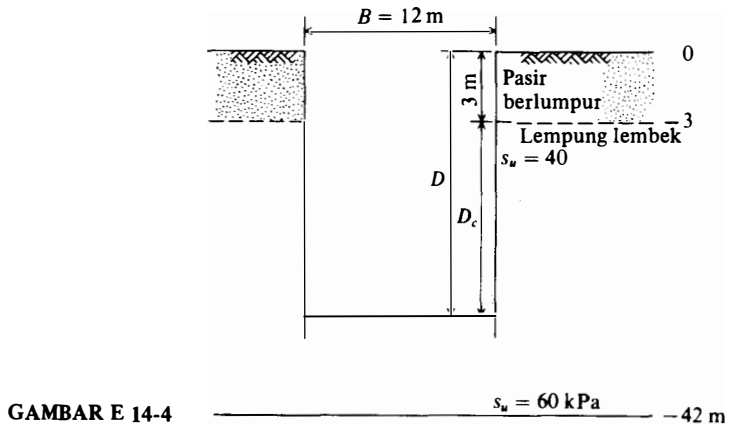
$$D_c = \frac{s_u N_c - q_s}{\gamma \times SF} \quad \left(\frac{D}{B} > 1 \right) \quad (14-3)$$



GAMBAR 14-11 Faktor-faktor kapasitas dukung dan identifikasi suku-suku untuk Persamaan (14-3) [Menurut Bjerrum dan Eide (1956)].

di dalam beberapa persamaan ini maka faktor keamanan harus berada pada orde sebesar $SF = 1,2$ sampai $1,5$ dengan nilai-nilai yang lebih besar untuk tanah anisotropik [Mana dan Clough (1981)].

Contoh 14-4 Lihat kembali ke Gambar E 14-4, berapakah kedalaman kritis $D = D_c$ pada sebuah penggalian yang menggunakan papan turap untuk menghindari kenaikan dasar galian alas (atau aliran tanah kedalaman penggalian) dengan $SF = 1,25$?



Pemecahan Perkirakan:

$$\gamma_{\text{pasir}} = 17,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{lempung}} = 18,0 \text{ kN/m}^3$$

Anggaplah pasir sebagai beban tambahan q_s , yang memberikan $q_s = 3 \times 17 = 51 \text{ kPa}$.
 Dapatkan

$$s_u = \text{rata-rata untuk kedalaman} = \frac{60 + 40}{2} = 50 \text{ kPa}$$

Dari Persamaan (14-3) dan dengan menganggap $D/B > 1$,

$$D_c = \frac{s_u N_c - q_s}{\gamma \times SF} = \frac{50 N_c - 51}{18 \times 1,25} = 2,2 N_c - 2,3$$

Dengan coba-coba (trial) dan N_c dari Gambar 14-12:

D_c	D	D/B	N_c	Hitung D_c m
10	13	1,08	7,7	14,6
15	18	1,5	8,0	15,3

Gunakan $D_c = 15$ sampai 16 m, D total = $D_c + 3 = 18$ sampai 19 m

Perhatikan bahwa SF sesungguhnya dapat sedikit lebih besar dari 1,25 karena D/B yang dihitung mendekati 1.

Dengan Persamaan (14-1) dan dengan menggunakan harga rata-rata $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$ dan $h = 0$ (tapak dinding) kita dapatkan

$$D_c = \frac{\gamma h + 4s_u}{\gamma(1,25)} = \frac{0 + 4(50)}{18(1,25)} = 9 \text{ m}$$

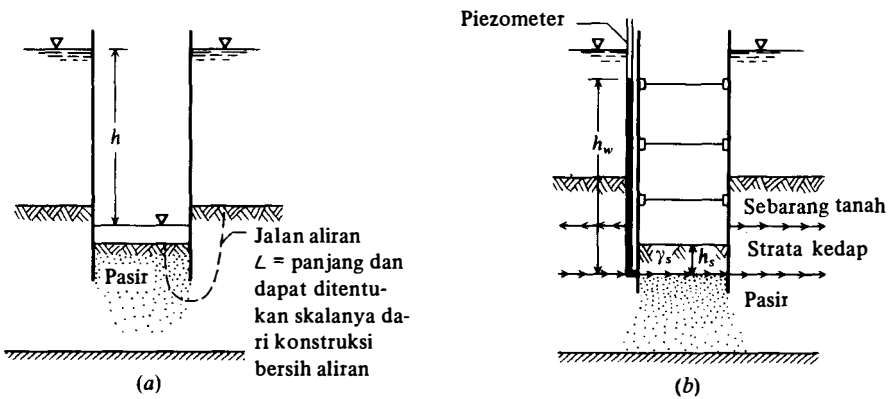
yang tampaknya sangat konservatif, meskipun demikian, mengingat bahwa prosedur ini juga menghasilkan suatu kapasitas dukung yang sangat rendah untuk $q = 0$ dan hanya 4c untuk persamaan (d) dari Bagian 4-2.

14-7 SEBAB-SEBAB LAIN DARI KETIDAKSTABILAN BENDUNGAN-ELAK

Kerusakan alas di dalam tanah tak berkoheesi dapat terjadi karena erosi bawah tanah (piping), atau kondisi "cepat", jika gradien hidrolik h/L terlalu besar. Di dalam Gambar 14-12a sebuah analisis bersih aliran dapat digunakan untuk memperkirakan terjadinya sebuah kondisi dengan cepat. Perbaikan yang dapat dilakukan adalah dengan memancang tiang-pancang lebih dalam untuk memperbesar L atau mereduksi h dengan mengurangi pemompaan dari dalam sel. Jarang sekali perbaikan dilakukan dengan sebuah beban tambahan di dalam sel.

Dalam Gambar 14-12b, alas penggalian dapat "meletup" jika tinggi-energi tekanan yang ditunjukkan oleh piezometer terlalu besar, sebagai berikut ($SF = 1,0$):

$$\gamma_w h_w = \gamma_s h_s$$



GAMBAR 14-12 (a) Kondisi untuk erosi bawah tanah, atau kondiss cepat; (b) kondisi-kondisi untuk sebuah "letupan" ("blow-in") (Lihat juga Gambar 2-10).

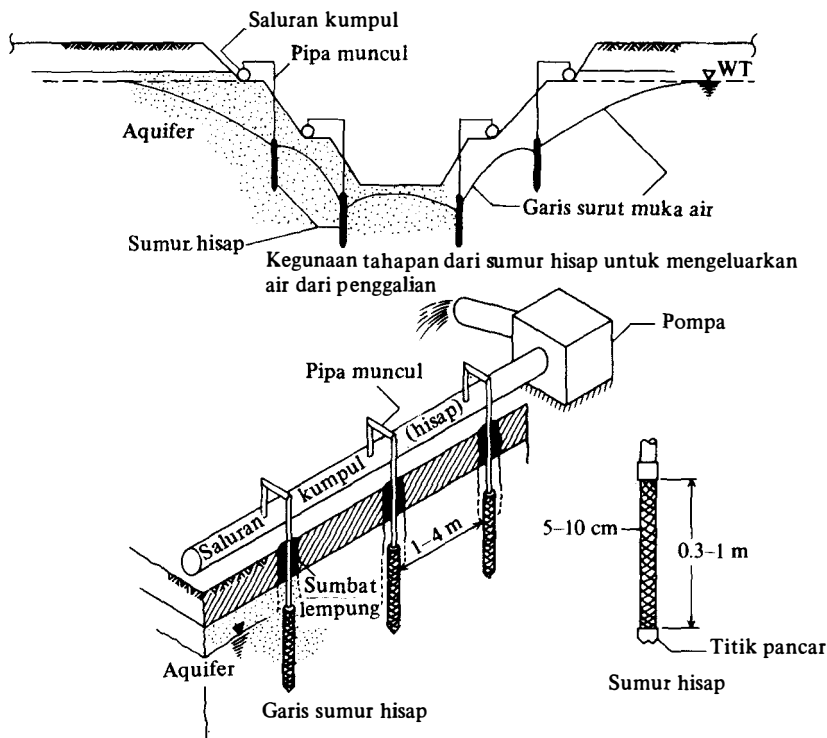
Persamaan ini sedikit konservatif karena geseran, atau adesi dinding sepanjang sisi sel diabaikan, tetapi sebaliknya, jika ada cacat tanah di dalam lapisan yang tak tembus air, maka letupan tersebut mungkin hanya bersifat lokal; maka, tanpa adanya data yang lebih baik, maka kesamaan seperti yang diberikan harus digunakan. Faktor keamanan adalah:

$$SF = \frac{\gamma_s h_s}{\gamma_w h_w} > 1,25$$

14-8 PENGELUARAN AIR KONSTRUKSI

Gambar 14-13 menunjukkan bahwa air yang mengalir ke dalam lobang galian dapat menyebabkan keruntuhan dasar. Sangat tidak praktis atau tidak mungkin merendahkan bidang batas air jenuh karena kerusakan yang dapat ditimbulkan yang berasal dari penurunan yang dihasilkan atau penghentian pembekalan air, maka perlu menciptakan dinding yang hampir tak tembus air di sekitar penggalian dan menyediakan lobang-lobang resapan (lobang galian bahan kecil di bawah alas penggalian) pada tempat-tempat yang dipilih, memompa aliran masuk rembasan sisa, dan pada saat yang bersamaan memantau permukaan air tanah di luar penggalian untuk memastikan tingkat permukaan tersebut tidak banyak berubah.

Mungkin bidang batas air jenuh dapat ditekan di sekitar penggalian, maka sebuah sistem sumur keliling harus dipasang. Sistem ini terdiri dari sebuah barisan tunggal sumur hisap yang sangat rapat di sekitar tempat tersebut. Sebuah sumur hisap (well point) adalah



GAMBAR 14-14 Sumur hisap yang digunakan untuk mengeluarkan air.

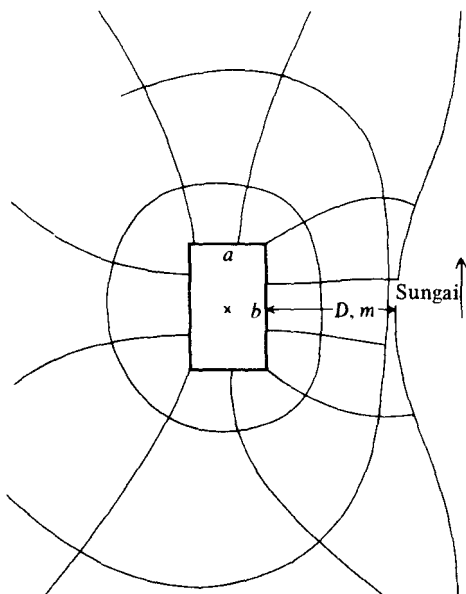
pipa berdiameter kecil dengan perforasi (atau tirai) pada salah satu ujungnya yang disisipkan di dalam tanah. Jika tanah dapat ditembus air di daerah tirai pipa, maka pemakaian sebuah vakum dari sebuah pompa air ke puncak pipa akan menarik air keluar di sekitar pipa ke dalam sistem tersebut. Sistem ini dibatasi pada tinggi air yang dinaikkan karena vakum sebesar kira-kira 6 m. Secara teoretis air dapat dinaikkan lebih tinggi, tetapi sistem ini kurang teoretis. Lebih dari satu perangkat sumur keliling dapat dipasang seperti dalam Gambar 14-14. Sistem ini jarang "didesain"; sistem ini dikontraskan oleh perusahaan yang khusus mengerjakan ini, dan walau perhitungan kasar dapat dibuat, daya guna lapangan menentukan banyaknya sumur hisap dan banyaknya pemompaan yang diperlukan.

Jika sumur hisap tidak cukup baik atau tidak praktis, maka kita dapat memakai sistem sumur keliling yang seluruhnya dapat menembus lapisan dukung air (aquifer) atau hanya menembus sebagian jika lapisan agak dalam. Sekali lagi hanya perkiraan kuantitas air yang dapat dibuat sebagai berikut:

Kita dapat menggunakan sebuah jaring aliran rencana seperti di dalam Gambar 14-15 untuk mendapatkan kuantitas rembasan. Jaring aliran rencana adalah serupa dengan jaring aliran bagian seperti di dalam Bab 2. Penurunan ekipotensial sekarang adalah garis-garis kontur dengan elevasi yang sama dan yang memotong lintasan aliran pada sudut yang sama. Kita perlu mendapatkan garis-kontur secukupnya untuk menyatakan jumlah yang diperlukan pada tarikan ke bawah untuk memberikan sebuah kawasan kerja yang kering. Sejumlah aproksimasi diperlukan, karena tidak ada kecenderungan bahwa tinggi-energi piezometrik adalah konstan untuk suatu jarak yang besar di sekitar penggalian. Aproksimasi lebih jauh diperlukan karena sistem sumur yang ditempatkan di sekitar penggalian tidak akan menarik air ke bawah ke suatu elevasi kontur yang konstan di dalam penggalian tersebut. Elevasi air akan merupakan sebuah minimum pada dan di tempat yang makin tinggi dari setiap sumur.

Dari jaringan aliran tampak atas maka kuantitas air dapat diperkirakan sebagai

$$Q = \alpha k \Delta H \frac{N_f}{N_e} L \quad (14-4)$$



GAMBAR 14-15

Jaring aliran tampak atas.
Perhatikan bahwa hanya perlu untuk menggambarkan garis aliran dan garis ekipotensial cukup untuk mendapatkan N_f dan N_e .

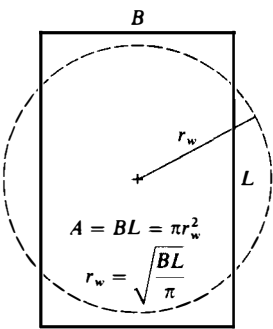
- di mana N_f = banyaknya lintasan aliran termasuk pecahan desimal
 N_e = banyaknya penurunan ekitensial (selalu bilangan bulat)
 ΔH = $H^2 - h_w^2$ untuk gravitas (lihat Gambar 14-16)
= $H - h_w$ untuk artesis
 L = 0,1 untuk aliran gravitas
= tebal untuk aquifer aliran artesis
 k = koefisien permeabilitas di dalam satuan yang konsisten dengan H dan L
 α = 0,5 untuk aliran gravitas
= 1,0 untuk aliran artesis

Perkiraan banyaknya sumur dan kuantitas aliran per sumur didapat dengan menempatkan sebuah sumur pada setiap lintasan aliran. Kuantitas aliran yang dihasilkan per sumur adalah

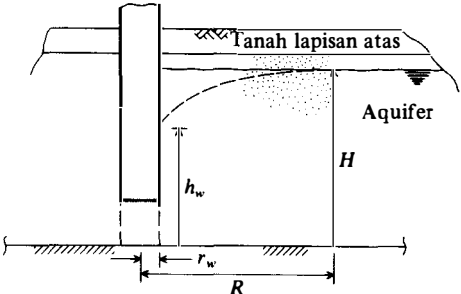
Banyaknya sumur = N_f
Aliran per sumur = $\frac{Q}{N_f}$

Perkiraan kuantitas air yang harus dipompa untuk mengeluarkan air dari penggalian didapat dengan menganggap galian sebagai sebuah sumur besar (Gambar 14-16) dan dengan menggunakan persamaan sumur aliran gravitasi

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_w^2)}{\ln (R/r_w)} \tag{14-5}$$



Penggalian sebagai sumur besar yang jari-jarinya, r_w



GAMBAR 14-16
Perhitungan kira-kira besarnya aliran untuk mengeluarkan air dan penggalian.

di mana suku-suku yang tak didefinisikan sebelumnya adalah:

- H = elevasi permukaan air pada pengaruh tarikan ke bawah maksimum sejauh R dari pusat sumur
- h_w = elevasi permukaan air di dalam sumur
- r_w = jari-jari sumur

Persamaan ini adalah untuk sumur "gravitasi"; yakni, tinggi energi piezometrik dan tingkat permukaan air statik berimpit, dan merupakan kasus yang sering ditemui untuk memompa ke bawah dari bidang batas air jenuh untuk penggalian besar. Jari-jari maksimum dari pengaruh tarikan ke bawah R mungkin tidak diketahui; tapi, kita dapat memperkirakan beberapa nilai R/r_w dan mendapatkan nilai-nilai Q yang bersangkutan untuk mendapatkan kuantitas pemompaan. Nilai tingkat permukaan air tanah statik H mungkin dapat diketahui, dan h_w biasanya diperkirakan sebagai 1 sampai 2 m di bawah alas penggalian.

Perkiraan pemompaan sumur ini untuk mengeluarkan air dari penggalian haruslah cukup baik bila digunakan. Mungkin perkiraan tersebut tidak benar, terutama karena koefisien permeabilitas k sangat sukar dihitung kecuali jika pengujian pemompaan lapangan dilakukan. Biasanya hal itu sudah cukup untuk mendapatkan orde magnitudo dari pemompaan untuk mengeluarkan air dan biaya yang harus dibayar untuk pemompaan tersebut.

Contoh 14-5 Perkiraanlah kuantitas aliran untuk mengeluarkan air dari penggalian yang diperlihatkan di dalam Gambar 14-15. Data lain: $H = 50$ m; $h = 34$ m; $\Delta H = 15$;

$k = 2 \times 10^{-4}$ m/hari $a = 60$ m $b = 100$ m $D = 100$ m

Profil tanah seperti yang diperlihatkan dalam Gambar E 14-5.

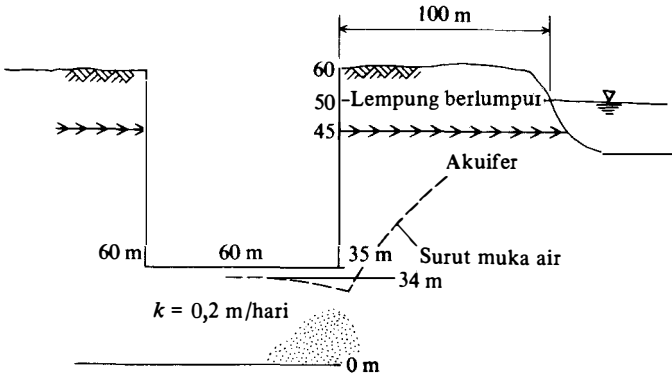
Pemecahan Kita akan menggunakan jaringan aliran tampak-atas (Gambar 14-15 mulanya digambarkan dengan skala yang benar) dan memeriksa hasilnya dengan menggunakan Persamaan (14-5).

Langkah 1 Hitung Q untuk jaringan aliran tampak atas (anggaplah aliran gravitasi setelah tarikan ke bawah distabilkan). Dari Gambar 14-15: $n_f = 10$, $n_c = 2,1$:

$H = 50 \qquad H^2 = 2500$
 $h_w = 34 \qquad h_w^2 = 1156$

Substitusi ke dalam Persamaan (14-4) menghasilkan

$Q = 0,50(0,2)(2500 - 1156) \frac{10}{2,1} = 640 \text{ m}^3/\text{hari}$



GAMBAR E14-5

Langkah 2 Periksa hasilnya dengan menggunakan Persamaan (14-5):

$$Q = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln(R/r_w)} \quad (\text{mungkin O.K. bila tarikan ke bawah distabilkan})$$

$$R = 100 \text{ m (kecuali jika kita menarik sungai ke bawah)} + r_w$$

$$r_w = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{60(100)}{\pi}} = 43,7 \quad \text{gunakan } 44 \text{ m}$$

$$Q = \pi(0,2)(2500 - 1156)/\ln(144/44) = 712 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Didasarkan pada korelasi antara kedua perhitungan tersebut maka Q mungkin sebesar 675 sampai 700 m³/hari.

14-9 KONSTRUKSI DINDING ADONAN (ATAU-PARIT)

Penggunaan sebuah rongga tanah yang diisi dengan cairan kental, yang disebut adonan, adalah suatu pengembangan dari metode pada awal tahun 1960-an. Metode dasar telah digunakan untuk beberapa waktu pada sumur minyak dan pemboran eksplorasi minyak untuk mempertahankan lobang bor di dalam tanah berongga tanpa kosen kotak atau di dalam kasus sumur minyak untuk menahan gas alam dengan menggunakan tekanan utama hidrostatik. Metode tersebut sekarang dipakai untuk mempertahankan sisi-sisi penggalian yang sempit tanpa penopang (shoring) atau batang penguat lainnya. Dinding-dinding yang dikonstruksi di dalam penggalian di mana sebuah "adonan" digunakan untuk mempertahankan penggalian disebut *dinding adonan*. Parit-parit terbuka yang kemudian diurug balik atau diurug dengan lempung, minyak lempung, atau beton kurus untuk mempengaruhi dinding halang rembasan (cut off wall), seperti untuk bendungan, disebut *parit adonan*.

Konstruksi dinding adonan (slurry-wall) memiliki aplikasi khusus di mana tanah aslinya harus didukung dalam kondisi sebagaimana adanya dan dinding ini nantinya dapat dipakai sebagai bagian dari ruang bawah tanah (basement). Dalam hal ini prosedurnya adalah menggali segmen atau bagian dinding sampai kedalaman dan lebar yang diperlukan. Sangkar tulangan baja (steel rebar cage) dipasang dan 'tremie' beton ditempatkan dengan penyelamatan adonan yang berpindah. Selanjutnya celah-celah yang menghalangi digali dan beton yang serupa ditempatkan. Kelanjutan dinding dapat dibangun dari penggunaan suatu kunci antara segmen-segmen bersama dengan tulangan yang diperpanjang sampai memotong sambungan ke dalam segmen yang terakhir diisi. Dinding-dinding adonan mungkin diperlukan di mana kondisi tempat tidak memungkinkan untuk membuat papan turap atau balok tahanan turap (soldier beam) untuk penyangga galian. Dinding-dinding ini dapat dicetak dengan anker punggung tarik untuk penyangga tambahan melawan pergerakan lateral. Dinding-dinding telah dibangun dengan pergeseran lateral sekecil ¼ inci, meskipun demikian, pergeseran yang terlalu besar dapat terjadi jika kondisi tempat tidak dipertanggungjawabkan secara tepat di dalam perencanaan dinding. Dinding adonan juga digunakan sebagai penghalang air; meskipun demikian, semua ini biasanya menggunakan lempung — jika tidak untuk sebuah bangunan/ruangan bawah tanah.

Dinding adonan kira-kira dua kali lebih mahal (per kaki² atau m²) daripada dinding-dinding papan turap atau balok tahanan turap dan papan acuan lengkung (lagging). Karena alasan inilah, dinding adonan hanya dipakai apabila kondisi-kondisi yang telah disebutkan terdahulu memberikan keuntungan ekonomi.

Pada dasarnya, konstruksi adonan terdiri dari pembuatan suatu evaluasi kemampuan dan sifat-sifat adonan yang diperlukan berdasarkan pada profil tanah, yang digunakan untuk memperbesar kuantitas campuran air, dan sewaktu penggalian berlangsung akan memegang rongga tanah yang diisi dengan adonan sampai kedalaman yang diperlukan. Bila penggalian sudah rampung, maka rongga yang terisi dengan adonan, digitasi secara periodik untuk mempertahankan campuran tersebut dalam bentuk suspensi. Jelaslah bahwa agitasi harus dilakukan dengan hati-hati untuk menghindarkan keruntuhan dinding. Pada dinding rembasan, rongga diisi dengan lempung atau beton tipis selanjutnya bahan di bawah campuran tersebut dipindahkan secara hati-hati, dan kemudian dibuang atau disimpan untuk digunakan pada bagian parit yang berikutnya jika digunakan konstruksi bertahap. Beton harus merupakan corong pipa cor yang ditempatkan di dalam parit adonan dan hanya sebagian kecil yang dibuka ke adonan untuk menghindari kampuh adonan (slurry seam) di mana penuangan yang berdekatan akan bersatu.

Konstruksi adonan yang baik tergantung pada dua faktor:

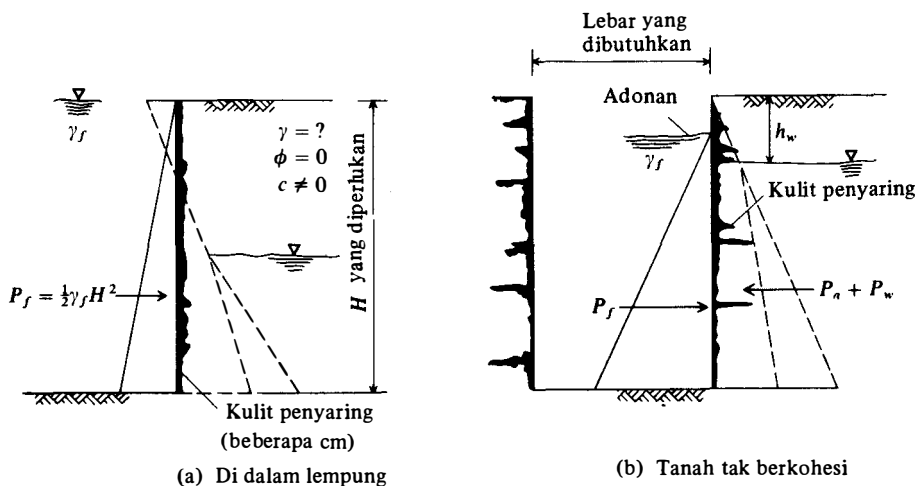
1. Pembentukan sebuah kulit penyaring atau "kelompok kental" ("cake") yang tebalnya kira-kira 3 mm pada bidang batas adonan dan penggalian melalui aksi jelatin dan presipitasi khusus.
2. Dengan menstabilkan tekanan lateral yang dihasilkan oleh kemampuan adonan yang mendorong kulit penyaring dan dinding sisi dari penggalian. Karena daya guna lapangan menunjukkan bahwa dinding biasanya (tetapi tidak selalu) stabil dengan tekanan adonan sebesar 65 sampai 80 persen dari tekanan tanah aktif, maka kelompok kental pervaring harus menyediakan stabilitas yang memadai [Gill (1980)].

Adonan tersebut harus mempunyai viskositas yang cukup supaya tidak tersalur ke luar dengan mudah melalui dinding galian termasuk tahanan yang didapat dari kulit penyaring. Jika kulit penyaring dibentuk cukup baik, maka diharapkan bahwa kehilangan eksfiltrasi akan sangat kecil dan penetrasi kulit penyaring ke dalam sisi-sisi penggalian mungkin hanya beberapa sentimeter di mana tanah butiran halus ditopang. Penggalian adonan di dalam kerikil dilaporkan oleh La Russo (1963) yang telah menembus sejauh 16 m ke dalam tanah di sekitarnya, tetapi ini adalah suatu kekecualian.

Konstruksi adonan dapat digunakan untuk membuat rongga pada tanah kohesif dan telah digunakan untuk kaisan seperti juga untuk dinding dan konstruksi parit [O'Neill dan Reese (1972), Lorenz (1963)]. Kerapatan adonan sampai dengan $1,92 \text{ g/cm}^3$ diperoleh dengan menggunakan sebuah campuran dari: Barite (barium sulfat) ($G = 4,3$ sampai $4,5$) dan Bentonite (lempung untuk aksi jelatin) ($G = 2,13$ sampai $2,18$). Bahan-bahan lain termasuk lumpur, lempung, dan pasir halus dari penggalian dapat digunakan untuk mereduksi kuantitas campuran komersial. Biasanya, kerapatan adonan sebesar $1,15$ sampai $1,25 \text{ g/cm}^3$ dipakai dengan menggunakan sebuah campuran dari bentonite, barite, dan bahan pengurai untuk mereduksi kecenderungan lempung untuk mengumpul. Jelatin adalah hasil sampingan alami (natural) dari campuran, dan elemen perencanaan dasar terdiri dari penentuan kerapatan adonan yang diperlukan. Campuran adonan tersebut adalah suatu proses percobaan di dalam laboratorium di mana air, lempung, dan bahan campuran lainnya dicampur dengan mencoba-coba sampai suatu adonan dengan kerapatan massa (density) ρ (dan sifat-sifat jelatin) yang dikehendaki diperoleh. Di dalam pemakaiannya, perlu diperiksa secara teratur kerapatan adonan dan mengaduk atau mengubah formula dasar seperti yang diperlukan.

Dengan melihat ke Gambar 14-17a, untuk penggalian lempung tanpa adonan, maka kedalaman kritis adalah seperti yang dihitung di dalam Bab 11:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$



GAMBAR 14-17 Dinding-dinding adonan.

Dengan adonan di dalam parit, maka penjumlahan gaya horizontal [dan untuk *kondisi tak tersalur* yang merupakan kasus yang biasa] memberikan

$$-0,5\gamma_f H^2 + 0,5\gamma H^2 - 2s_u H = 0$$

dan untuk sebuah faktor keamanan SF

$$H = \frac{4s_u}{\gamma - \gamma_f}$$

dan untuk sebuah faktor keamanan SF

$$SF = \frac{4s_u}{H(\gamma - \gamma_f)} \quad (14-6)$$

Faktor keamanan (atau kedalaman penggalian H) dapat ditambah dengan memperbesar γ_f . Persamaan ini diberikan oleh Nash dan Jones (1963) dan dijelaskan oleh Meyerhof (1972).

Di dalam tanah tak berkoheksi (Gambar 14-17b) maka kerapatan adonan adalah:

$$0,5\gamma_f H^2 - P_a - P_w = 0$$

Kulit penyaring atau kelompok kental yang terbentuk pada bidang batas tanah dan adonan memberikan kontribusi stabilitas kepada parit; tapi tidak ada cara yang dapat digunakan untuk meramalkan efeknya. Efek yang menguntungkan dapat diperoleh dengan menggunakan faktor keamanan yang lebih kecil. Untuk memastikan pembentukan kulit, maka tinggi-energi (head) adonan harus berada pada 1 sampai 5 m di atas bidang batas air jenuh di dalam tanah kohesif dan tanah butiran [Gill (1980)].

Contoh 14-6 Perhatikan efek kerapatan adonan pada kedalaman penggalian di dalam sebuah tanah kohesif dengan $SF = 1,5$.

Data lain:

$$s_u = 35 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 18,2 \text{ kN/m}^3$$

Pemecahan: Gunakan beberapa nilai γ_f untuk

$$H = \frac{4(35)}{1,5(18,2 - \gamma_f)} = \frac{93,33}{18,2 - \gamma_f}$$

$\rho_f, \text{g/cm}^3$	$\gamma_f, \text{kN/m}^3$	H, m
1,1	10,79	12,6
1,15	11,28	13,5
1,2	11,77	14,5
1,25	12,26	15,7

SOAL-SOAL

- 14-1 Analisis kembali Contoh 14-1 untuk $\phi = 28$ dan 32° .
- 14-2 Jelaskan Contoh 14-3 (penggalian bertahap) dengan menggunakan program komputer dan pengkodean yang serupa dengan yang diperlihatkan. Gunakan perkiraan anda sendiri dari beban batang-desak untuk setiap tahapan.
- 14-3 Berapakah D_c untuk Contoh 14-4 jika $B = 15 \text{ m}$?
Jawab: $D_c \cong 15 \text{ m}$
- 14-4 Perkirakanlah kehilangan tanah dari Soal 14-3.
- 14-5 Rencanakan bantalan dan batang-desak dari Soal 14-3 untuk $\phi = 28$ dan 32° .
- 14-6 Dengan melihat ke Contoh 14-5 dan Gambar 14-15 hitunglah kuantitas alir yang ditetapkan jika (Perhatikan bahwa k_s, H, h_w adalah sama seperti di dalam contoh):

$a \times b$	D, m
(a) 70×110	110 <i>Jawab : 722 m³/hari</i>
(b) 185×300	300 <i>Jawab : 715 m³/hari</i>
(c) 55×90	90
(d) 170×270	270

- 14-7 Periksa Soal 14-6 yang ditetapkan dengan menggunakan sebuah jaring air tampak atas. (a) $640 \text{ m}^3/\text{hari}$.
- 14-8 Rencanakan perbandingan campuran untuk menyediakan sebuah adonan dari $p = 1,25 \text{ g/cm}^3$. Gunakan sebuah campuran air, bentonite dan barite. Gunakan 20 persen berat campuran total dari bentonite.
Jawaban sebagian: prosentasi barite = 12,1.
- 14-9 Rencanakan sebuah campuran adonan untuk dinding dari Gambar 14-7b jika $h_w = 2\text{m}$, $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$, dan dalamnya parit adalah $9,5 \text{ m}$. *Petunjuk:* Anggaplah sebuah nilai G_s untuk menghitung berat satuan jenuh dari pasir di bawah permukaan air, atau dengan mengambil $\gamma' = 9,5 \text{ kN/m}^3$.

BAB

15

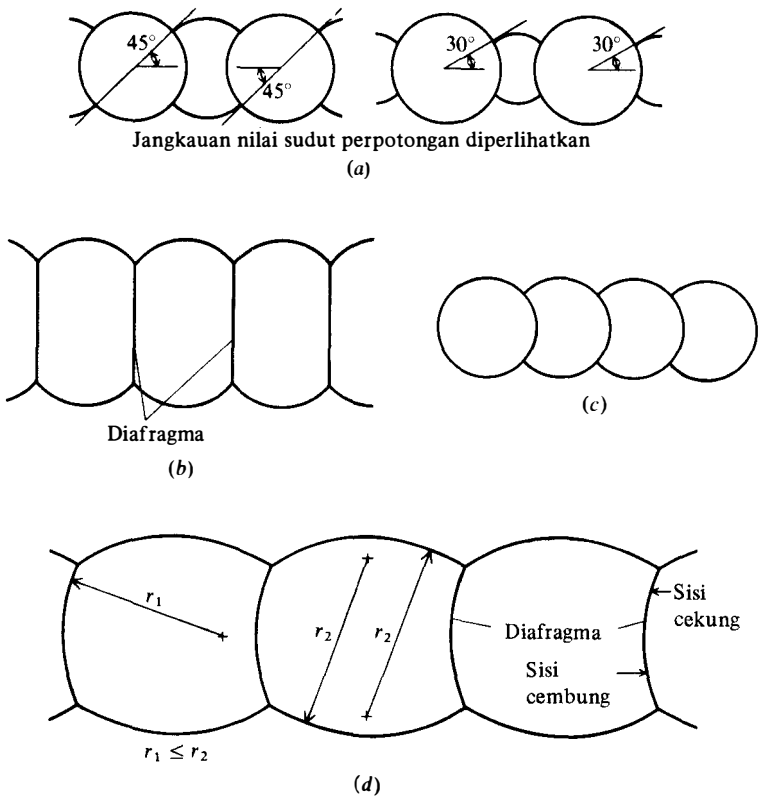
BENDUNGAN ELAK BERONGGA

15-1 BENDUNGAN ELAK BERONGGA: JENIS DAN KEGUNAANNYA

Ada tiga jenis dasar bendungan elak berongga (cofferdam) yaitu: lingkaran, diafragma (Gambar 15-1), dan daun semanggi (lihat Gambar 15-3*b*). Konstruksi ini biasanya dibangun dari dinding papan turap berbadan lurus (straight-web sheetpiling) karena tahanan yang membesar dengan tiba-tiba (bursting resistance) akan menghasilkan tegangan-tegangan di dalam badan dinding papan turap tersebut. Sebuah badan lurus artinya akan mempunyai tegangan-tegangan yang terdapat dalam satu bidang; geometri badan *Z* yang di luar bidang atau tiang pancang-tiang pancang yang berbadan dalam (deep-web piles) akan menimbulkan tegangan lentur (bending stress) yang besar karena badan tiang pancang yang begitu tipis dan hal inilah yang menyebabkan tiang pancang tersebut tidak digunakan.

Bendungan elak berongga (cofferdam) terutama digunakan sebagai konstruksi penahan, dan biasanya bahan yang ditahan adalah air. Kestabilan bendungan elak berongga tersebut tergantung pada interaksi antara tanah yang digunakan untuk mengisi sel dengan dinding papan turap baja. Jika hanya satu saja di antara bahan tersebut yang digunakan maka kestabilan satu cara yang baik untuk mengembangkan sebuah kawasan kerja yang kering di tempat-tempat yang seluruhnya ditutupi air seperti konstruksi bendungan sungai.

Sel-sel rongga berbentuk lingkaran biasanya digunakan bersama-sama dengan suatu metode penyambungan untuk menghasilkan bendungan elak yang lengkap dengan konstruksi kering. Gambar 15-1 melukiskan beberapa metode penyambungan dengan sel berbentuk lingkaran sesuai dengan yang dimaksud. Sel-sel tunggal sekali-kali dapat digunakan dilepas pantai (offshore) sebagai struktur berlabuh untuk kapal-kapal tongkang dan peralatan laut yang lain. Satu atau lebih busur papan pasang (arcs of sheeting) dapat diperluas sampai ke pantai agar terdapat jalan rawat ke darat. "Pulau pasir" adalah sel-sel berbentuk lingkaran besar yang diisi dengan pasir dan ditutupi dengan beton guna menyediakan kawasan kerja pada tempat yang tertutup air. Bendungan elak yang lebih kecil



GAMBAR 15-1 Bendungan elak berongga. (a) Bentuk lingkaran, ekonomis untuk sel-sel yang dalam; (b) bentuk diafragma, mungkin ekonomis di dalam air tenang; (c) bentuk lingkaran yang dimodifikasi (hal khusus dari d); (d) bentuk diafragma dengan dinding-dinding silang berbentuk lingkaran.

seperti yang digunakan untuk tiang jembatan (bridge pier) dapat dibangun melalui pulau buatan yang kecil ini. Pulau-pulau pasir biasanya dibiarkan di tempatnya sesudah pekerjaan konstruksi; tetapi, kebanyakan bendungan elak dipindahkan setelah konstruksi dan papan pasangannya disimpan atau dijual sebagai bahan bekas.

Sel-sel bendungan elak dibangun dengan merakit sejumlah dinding papan turap di sekitar mal-acuan kayu (wooden template) yang terdiri dari dua cincin (atau bentuk lain) dengan jarak 3 m satu sama lain dalam arah vertikal dan yang telah dikaitkan dalam kedudukan yang benar (biasanya dengan empat atau lebih tiang pancang H yang terbuat dari baja). Dinding papan turap tersebut kemudian ditempatkan pada bagian-bagian tiang pancang yang dibuat sesuai dengan keperluan¹ untuk menghubungkan himpunan sel (yang berbentuk Y atau T) dalam kedudukan yang setepat mungkin. Sel-sel ini akan menjadi tiang pancang *siar-konstruksi*; di dalam air yang dalam mungkin masih diperlukan lagi penambahan tiang pancang siar konstruksi yang dibuat dengan menggunakan lembaran-lembaran teratur dari balok-balok ringan atau sudut-sudut pakai baut (angle bolted on) untuk menambah ketegaran konstruksi. Sisa tiang pancang tersebut kemudian ditempatkan pada kedua arah dari tiang pancang siar konstruksi untuk menutup sel. Di titik ini tiang pancang

¹ Jika tersedia jumlah yang cukup dari unit-unit yang berpotongan, ada kemungkinan untuk mendapatkan produser mendorong mereka ke luar daripada menggunakan buatan perusahaan.

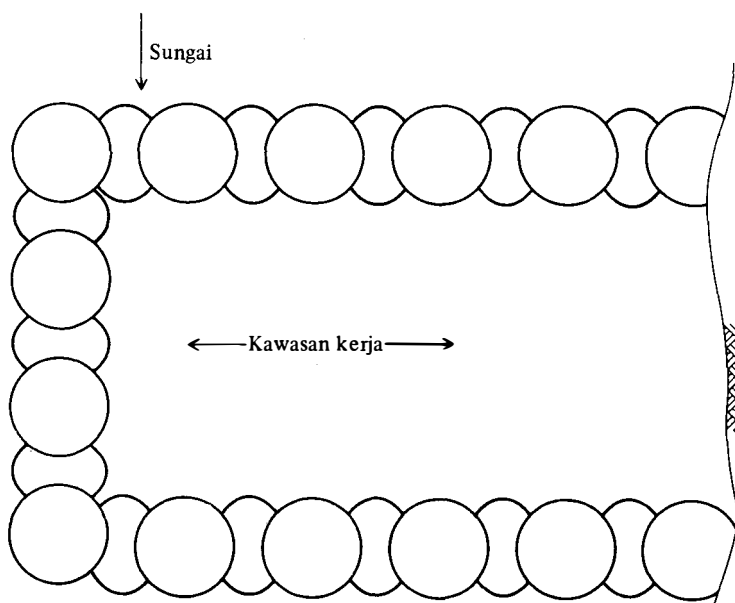
tetap tinggal diam dalam beban-lebih (overburden) pada dasar sungai. Jika tiang pancang penutup di dalam kaitan sukar untuk slip ke dasar maka tiang pancang yang berdekatan dengan tiang pancang penutup tersebut harus diambil dalam kelipatan-kelipatan tertentu dan "digoncang-goncang" (atau "dipukul-pukul") sehingga semua lembaran dapat bergerak dengan bebas dalam kaitan. Sekarang pemandangan dapat dilangsungkan dan tiang pancang pun dipancang dalam pasangan-pasangan kira-kira 1 sampai 2 m, demikian juga dengan pasangan berikutnya, di sekitar sel tersebut. Operasi ini kemudian diulangi kembali, tetapi, dengan menggunakan pasangan tiang pancang yang baru atau dengan membalik arah pemancangan untuk menghindari distorsi sel dari pengumpulan efek pemancangan yang sistematis ke satu pihak. Dua atau lebih tiang pancang ditetapkan sebagai busur penyambung sebelum tiang pancang siar konstruksi dipancang sampai mencapai perbandingan antara kenaikan dan jarak horisontal tertentu. Plat-sambung (splice) dibuat dengan memotong tiang pancang pertama di dalam pelenggutan-pelenggutan sehingga plat-sambung tersebut akan berubah ke atas dan ke bawah sebesar kira-kira 1 sampai 2 m dan jatuh di atas sel atau permukaan tanah.

Merupakan pekerjaan yang sukar untuk menaruh dinding papan turap dalam air yang mengalir dengan deras atau pada hari-hari terjadinya tiupan angin, maka operasi harus diperlambat jika terdapat salah satu di antara faktor tersebut. Suatu alat 'fender' yang dapat dipindah-pindahkan atau bendungan pemecah gelombang (breakwater) dapat dipakai di tempat air deras untuk melindungi tiang pancang selama pemancangan.

Mal-acuan (template) harus ditempatkan dalam penjajaran kira-kira 150 sampai 300 mm bagi sel-sel berbentuk lingkaran serta kurang dari 150 mm untuk sel-sel berbentuk diafragma. Biasanya toleransi yang lebih dekat dari harga ini tidak perlu karena adanya distorsi sel selama operasi pengisian dan operasi pengeluaran air.

Dengan menghubungkan serangkaian sel (Gambar 15-2) di sekitar garis keliling kawasan kerja, dan kemudian mengisinya dengan tanah, maka didapat satu rintangan air. Serangkaian pompa kemudian dapat memompa air ke luar dari kawasan kerja tersebut yang dinamakan bendungan elak; dan dengan sebuah sistem pengeluaran air maka air

GAMBAR 15-2 Kawasan kerja bendungan elak. Kawasan "pengeringan" ini mungkin berkisar 100.000 hingga ratusan ribu kaki persegi.



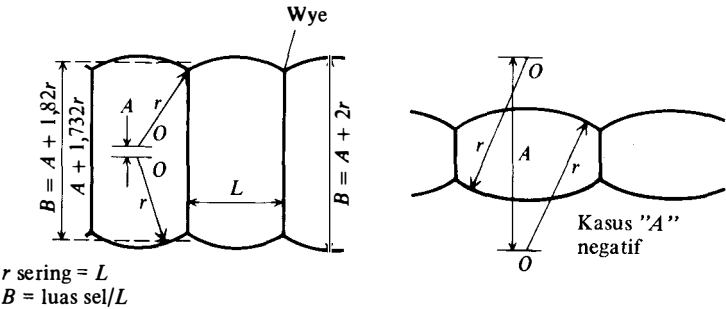
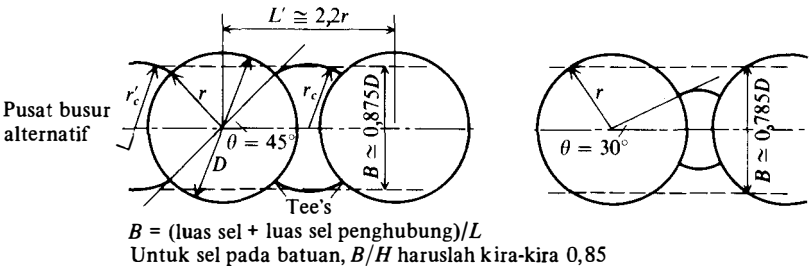
yang merembes melalui dinding sel dan dari bawah dinding sel dapat dikeluarkan dari tinggi energi air diferensial (differential water head), sehingga dengan demikian terdapat sebuah kawasan kerja yang cukup kering.

Bendungan elak berongga (cofferdam) juga digunakan untuk konstruksi-konstruksi seperti dinding pemecah ombak (breakwater) dan dinding penahan, atau sel-sel tersebut dapat dibangun dalam air yang berfungsi sebagai konstruksi jenis pir. Dalam hal-hal seperti ini maka isi sel dapat berfungsi sebagai dasar untuk landasan jalan kereta api atau dasar gudang.

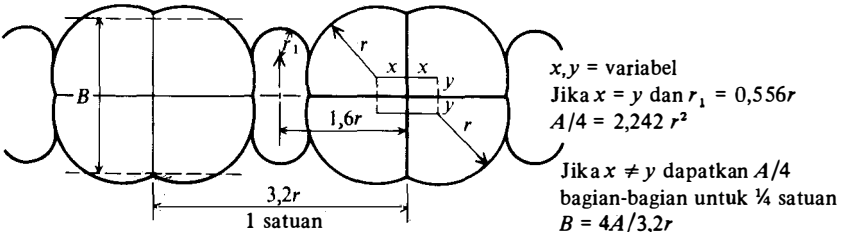
Sel-sel berbentuk lingkaran (Gambar 15-1a) terdiri dari lingkaran-lingkaran yang jari-jarinya berbeda (kadang-kadang jari-jarinya sama) dan saling berpotongan seperti yang diperlihatkan dalam gambar. Sudut perpotongan sel biasanya antara 30 dan 45° (Gambar 15-3). Sambungannya seringkali berbentuk T, yakni sudut perpotongannya sebesar 90°, tetapi sudut-sudut lainpun dapat digunakan, sebuah sudut 30° dapat digunakan dan merupakan pemecahan yang lebih baik untuk sel-sel yang mempunyai diameter besar di mana terdapat tegangan pitting T yang tinggi (high T stress).

Kaitan-kaitan dinding papan turap membolehkan penyimpangan maksimum kira-

GAMBAR 15-3 (a) Dimensi bendungan elak berongga dan definisi dari suku-suku yang digunakan dalam persamaan yang direncanakan.



(a) Dimensi bendungan elak berongga



(b) Rongga daun semanggi

kira 10° di antara potongan-potongan sel. Hal ini menghasilkan jari-jari sel minimum sebesar

$$R = \frac{\text{jarak dorongan, m atau kaki}}{2 \sin 10^\circ}$$

Untuk satu penampang PS – 31, $R \cong 1,4$ m atau diameter sel minimum $\cong 2,8$ m.

Sel-sel berbentuk diafragma dibuat dari serangkaian busur lingkaran yang dihubungkan satu sama lain oleh dinding-dinding silang (atau diafragma) dengan menggunakan bagian-bagian perpotongan 120° (Gambar 13-4). Jari-jari busur sering dibuat sama dengan lebar sel L (Gambar 15-3a) supaya tegangan kaitan dalam busur dan diafragma dapat menjadi sama besar. Jarak A yang diperlihatkan di dalam gambar dapat positif seperti untuk sel-sel lebar yang tinggi atau negatif seperti untuk sel-sel sempit. Sebuah sel lebar (B besar) diperlukan untuk stabilitas bila tinggi energi air yang besar harus ditentang.

Jenis-jenis sel yang lain, seperti bentuk daun semanggi dan bentuk elipsoidal (tidak diperlihatkan), dapat dibuat, tergantung pada tujuan pembuatan, tinggi sel (tinggi air), jenis isinya, banyaknya distorsi yang dapat ditoleransi, dan tempatnya. Jenis daun semanggi telah banyak digunakan sebagai sel penjurur, atau sel jangkar dengan sel-sel berbentuk lingkaran. Jenis sel ini dapat juga digunakan untuk mengurangi diameter efektif dari sebuah sel bila sebuah lebar sel besar diperlukan untuk stabilitas yang menentang sebuah tinggi energi air yang tinggi.

Sel berbentuk lingkaran pada umumnya lebih disukai dibanding jenis-jenis sel yang lain karena alasan-alasan berikut:

1. Sel tersebut stabil sebagai satuan sel tunggal, dan dapat langsung diisi segera setelah sel tersebut dibuat.
2. Sel berbentuk diafragma akan mengalami distorsi kecuali jika satuan-satuan sel lain diisi secara bersamaan dengan tak lebih 1 atau 2 m dari ketinggian tanah diferensial dalam sel yang berdekatan; penggunaan sel diafragma berbentuk lingkaran akan mengurangi persyaratan ini jika pengisian dilakukan menentang permukaan konfak.
3. Runtuhnya (the collapse) sebuah sel diafragma dapat meruntuhkan bendungan elak tersebut, sedangkan keruntuhan sebuah sel berbentuk lingkaran pada umumnya hanya merupakan keruntuhan setempat.
4. Sel berbentuk lingkaran lebih mudah dibentuk dengan menggunakan mal-acuan.
5. Sel berbentuk lingkaran biasanya memerlukan lebih sedikit dinding papan turap, tetapi hal ini tergantung pada jarak antara dinding silang diafragma.

Dengan menambah ukuran sel bendungan elak berbentuk lingkaran tidak berarti menambah kuantitas total dari dinding papan turap untuk bendungan elak tersebut, karena jumlah total dari sel akan berkurang. Kuantitas sel tergantung pada dimensi sel untuk semua jenis bendungan elak.

15-2 ISI SEL

Isi sel mempunyai massa (atau berat) untuk stabilitas dan mengurangi koefisien permeabilitas untuk menahan air tanpa pemompaan yang berlebihan. Hal ini harus diimbangi untuk melawan efek-efek tekanan lateral campuran air-tanah dan tegangan-tegangan yang dihasilkan dan yang harus dilawan oleh angker-angker dinding papan turap sebelum patah dan/atau sebelum keruntuhan bendungan elak (cofferdam).

Untuk massa, maka setiap tanah dapat digunakan dan semakin tinggi kerapatan tanah tersebut maka semakin baik hasilnya. Untuk perimbangan permeabilitas saja, maka lem-

pung (tanah liat) merupakan bahan isian yang paling baik. Koefisien tekanan tanah dari pasir dengan sudut gesekan dalam yang tinggi akan memberikan tekanan lateral minimum yang harus dilawan oleh "tegangan simpai" ("hoop tension") dalam angker yang biasanya mengontrol desain. Dengan meninjau semua faktor ini, maka dikembangkanlah isi sel yang paling baik, yaitu:

1. Mempunyai buangan-bebas (koefisien permeabilitas besar).
2. Mempunyai sudut gesekan dalam yang tinggi.
3. Mengandung sedikit bahan ayakan No. 200 lebih baik jika kurang dari 5 persen.
4. Menolak penggosokan (tak mengandung endapan lumpur atau mengandung lempung) diperlukan adanya beberapa butir (lebih disukai).

Bahan isian yang tak memenuhi kriteria di atas tersebut seringkali digunakan, tetapi semakin dekat kriteria tersebut dengan sifat bahan isian maka semakin ekonomislah pembuatan berdasarkan banyaknya dinding turap, yang biasanya merupakan bagian yang paling mahal dari bendungan elak.

Isi sel seringkali ditempatkan secara hidrolik; yakni, jika memungkinkan maka bahan tersebut didapat dari dasar sungai. Bahan tersebut dikeruk (dredged up) lalu dipompa melalui sebuah sistem pipa dan dikeluarkan ke dalam sel-sel yang sudah ada dan penuh air sampai permukaan sungai. Operasi ini dapat mengurangi benda-benda halus yang sering terdapat dalam bahan dasar sungai yang untuk sementara tergantung dalam air dan dicuci di luar kapal. Sudah tentu, jika bahan tidak tersedia di tempat yang dekat, maka bahan isian harus diangkut dengan tongkang, truk, atau kereta api. Bagaimanapun bahan tersebut pada umumnya akan disimpan di bawah air. Pengaruh hal ini pada sudut gesekan dalam harus dihitung dengan hati-hati. Umumnya metode penyimpangan tanah seperti ini jarang menghasilkan sudut gesekan dalam yang lebih dari $30^\circ \pm 2^\circ$. Kecuali jika percobaan triaksial yang tersalur dengan memuaskan dilakukan pada tanah dan pada kerapatan sel yang diharapkan. Maka dianjurkan supaya orang yang merancang (yang membuat perencanaan) membatasi nilai ϕ di mana 28 sampai 30° untuk perencanaan (atau untuk perencanaan pendahuluan). Penambahan kerapatan isi sel dan ϕ dapat dengan menggunakan semacam pemadatan (compaction) yang mempunyai alat penggetar seperti yang diterangkan di dalam Bagian 6-5.

15-3 STABILITAS DAN DESAIN BENDUNGAN ELAK (COFFERDAM) BERONGGA

Desain suatu bendungan elak memerlukan penyediaan batas keselamatan yang memadai terhadap:

1. Gelincir sel (cell sliding)
2. Pembalikan sel (cell overturning)
3. Pengembangan mendadak sel (cell bursting) (pemisahan pada sambungan papan turap) – biasanya kritis.
4. Geseran sel (cell shear) sepanjang garis-tengah dan termasuk suatu komponen gesekan sambungan seperti yang dilukiskan pada Gambar 15-4.

Tidak ada pemecahan secara teoritis untuk keempat faktor tersebut karena pengaruh yang kompleks dari geometri sel, papan-papan turap, dan isi sel. Yang menyulitkan analisa lebih lanjut adalah keadaan transien dari muka air di luar dan melawan sel dan garis penjeñuhan di bagian dalam isi sel. Akhirnya di lingkungan sungai terdapat kemungkinan banjir yang sesungguhnya ada dan lapisan atas yang berlebihan (over-topping). Sebagai konseku-

ensi dari ketidaktentuan ini desain bendungan elak adalah semi empiris dan terdapat paling sedikit tiga pendekatan desain untuk masalah tersebut, yang semuanya telah mempunyai sejarah desain sukses yang sewajarnya. Metode-metode ini adalah:

1. Metode Ahli Lembah Tennessee (Tennessee Valley Authority = TVA) yang terdahulu, yang dinamakan juga metode Terzaghi.
2. Metode Cummings
3. Metode Hansen

Dari ketiga metode ini metode TVA (1966 tetapi publikasi saat ini tidak ada) dan Cummings (1960) adalah yang umum dipakai di Amerika Serikat dan di tempat lain. Metode Hansen yang dimodifikasi oleh Ovesen (1962) sangat jarang dipergunakan – terutama di Eropa. Karena lebih banyak bendungan elak telah dibangun oleh TVA dan Korps Insinyur Amerika Serikat daripada di tempat lain, metode-metode TVA dan Cummings mendapatkan banyak kepercayaan karena apabila seseorang harus memakai metode empiris, maka metode-metode yang lebih sederhana yang lebih disenangi. Ini adalah suatu kekurangan utama dari pemakaian metode Hansen, di samping adanya pengalaman yang lebih sedikit untuk mengesahkan metode ini. Karena itu metode ini tidak dibahas lebih lanjut pada buku ini; meskipun demikian, untuk pembaca yang berminat, metode Hansen ini diuraikan oleh Lacroix dan kawan-kawan (1970). Dismuke (1975) menyediakan suatu ringkasan beberapa metode desain di dalam pemakaiannya di Amerika Serikat, dan Sorota dan Kinner (1981) menjelaskan penggunaan pada masa kini beberapa metode desain Amerika Serikat di dalam suatu pemasangan bendungan elak besar. Buku acuan yang disebutkan terakhir ini memiliki nilai lebih di dalamnya dalam hal menyediakan desain yang membandingkan data instrumen sampai deformasi-deformasi dan tegangan-tegangan seperti yang dibangun, terutama karena tidak adanya persoalan besar dari verifikasi pasca-desain.

Metode TVA Perencanaan Bendungan Elak (Cofferdam) Berongga

Terzaghi (1945) menyajikan sebuah kertas kerja mengenai perencanaan bendungan elak sel yang menguraikan (mengutarakan) metode-metode yang digunakan oleh TVA sejak kira-kira tahun 1935. TVA (1966) kemudian menerbitkan sebuah monograf dengan cetakan pertama dalam tahun 1957 yang menguraikan dengan agak terinci metode-metode perencanaan mereka.

Metode TVA memperhatikan hal-hal berikut (lihat lagi Gambar 15-4):

1. *Stabilitas geser* (sliding stability). Sebuah bendungan elak harus memberikan tahanan yang cukup terbatas geseran pada dasar yang disebabkan oleh tekanan hidrostatik yang tak diimbangi. Stabilitas geser (dengan $SF = 1,0$) dipenuhi (Gambar 15-4a), dengan mengabaikan setiap tekanan tanah aktif, jika

$$P_d = P_p + P_f$$

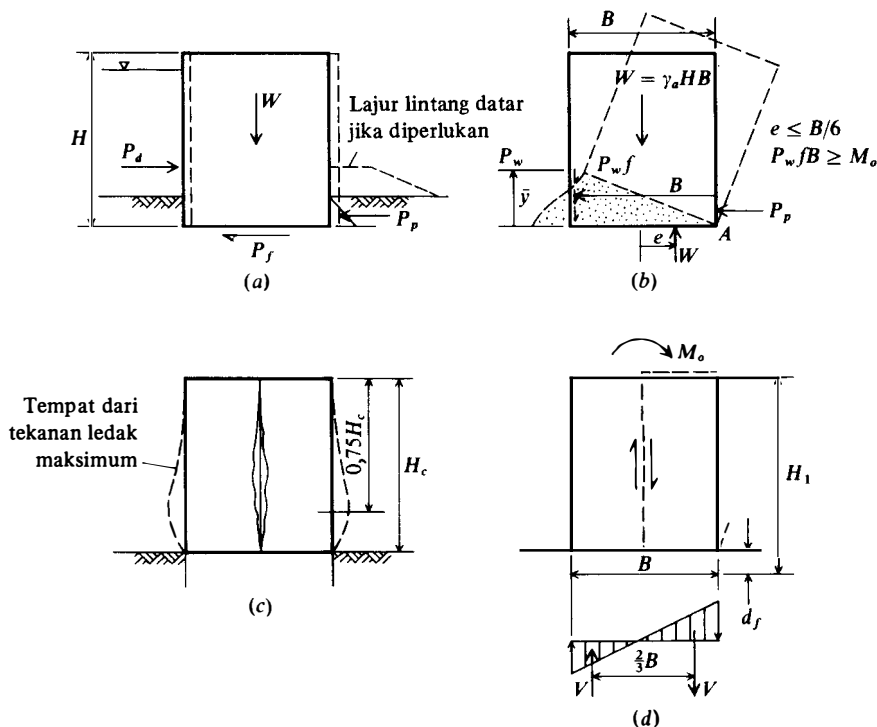
Faktor keamanan untuk hal yang umum adalah

$$SF = \frac{P_p + P_f}{P_d} \quad (15-1)$$

dengan P_d = gaya pendorong biasanya dari sisi luar air kawasan kerja.

P_f = tahanan geser yang dikembangkan $= f_w$.

Untuk geseran tanah dengan tanah, f dapat diambil sebagai $\tan \phi$; untuk tanah pada batuan licin maka TVA menggunakan $f = 0,5$. Pada batuan kasar $f = \tan \phi$ sudah memuaskan. Mempelajari hal yang diberikan tersebut perlu untuk memperkirakan suatu nilai koefisien geseran yang wajar.



Gambar 15-4 Stabilitas bendungan elak. (a) Tahanan geser; (b) tahanan guling; (c) keruntuhan yang tiba-tiba (bursting failure) oleh tegangan sampai $T = q_c/12$; (d) gaya lintang sepanjang garis pusat sel.

P_p = tahanan pasir yang dikembangkan. Tergantung pada kedalaman penanaman dinding papan turap. Tanpa adanya penanaman seperti pada batuan, maka faktor ini adalah nol.

Faktor keamanan haruslah lebih besar dari 1,10. Nilai yang besarnya paling sedikit 1,25 disarankan, jika analisis ini mengontrol ukuran sel. Lajur-lintang datar dapat digunakan untuk menambah tahanan geser. Lajur-lintang datar (berm), dibatasi dalam perencanaan, tidak sepenuhnya membangun tekanan pasif, sehingga sebaiknya dianalisis dengan memakai Metode Keping Coba-coba (Trial Wedge Method) dari Bagian 11-11. Untuk lajur-lintang datar yang miring, seseorang dapat menggunakan Coulomb K_p dengan sudut $(-)\beta$.

2. *Stabilitas guling* (overturning stability). Bendungan elak tersebut haruslah stabil terhadap keadaan guling. Ada dua kemungkinan, atau jenis analisis yang dapat dibuat bila kita memperhatikan jenis stabilitas ini. Untuk menghindarkan keadaan guling, serta alasan bahwa tanah tidak sanggup menahan gaya tekanan, maka berat resultan harus terletak di bagian tengah yang jaraknya sepertiga dari dasar.

$$e = \frac{P_d \bar{y}}{\gamma HB} \leq \frac{B}{6} \quad (a)$$

Maka, semakin tinggi sel tersebut semakin besarlah seharusnya lebar sel B . Dalam persamaan ini dan dalam persamaan-persamaan yang akan mengikuti, lebar sel B diartikan sebagai lebar sel rata-rata, seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 15-3.

Sebagai alternatif maka kita boleh menggunakan alasan karena sel tersebut cenderung untuk terbalik (to tip over), maka tanah dituangkan pada tumitnya. Supaya hal ini terjadi

maka tahanan geser dari tiang pancang baja dikembangkan pada isi sel. Pada sisi sel ini maka tekanan air P_w mendorong tiang pancang untuk melawan isi sel sehingga gaya geseran per satuan kaki dari lebar sel tersebut adalah $P_w \tan \delta$. Dengan menjumlahkan momen-momen terhadap dasar (toe) dari sel (yakni titik A pada Gambar 15-4b):

$$BP_w \tan \delta = P_w \bar{y}$$

atau
$$B = \frac{\bar{y}}{\tan \delta} \quad (b)$$

di mana nilai δ merupakan sudut geser antara isi sel dan dinding papan turap (lihat Tabel 11-6) dan suku-suku lain diidentifikasi dalam gambar tersebut. Faktor keamanan dihitung sebagai

$$F = \frac{B \tan \delta}{\bar{y}} \quad (15-2)$$

Nilai $F = 1,1$ sampai $1,25$ adalah nilai yang diinginkan.

Jika dinding papan turap ditanam (dimasukkan) sampai ke suatu kedalaman dalam tanah, maka efek dari tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif pada momen guling dan tahanan geser haruslah diikutsertakan di dalam penjumlahan momen terhadap titik A di dalam Persamaan (b) yang di atas. Prosedur ini tidak digunakan sekarang oleh TVA (1966), (lihat Kata Pendahuluan) karena cara (atau mode) tersebut kemungkinan besar tidak dijumpai lagi.

3. *Geser sel (cell shear)*. Geser (atau gaya-lintang) sepanjang bidang yang melalui garis tengah sel mungkin suatu bentuk keruntuhan yang lain (Gambar 15-4d). Untuk stabilitas, maka tahanan geser sepanjang bidang ini, yakni jumlah tahanan geser tanah dan tahanan di dalam anker, haruslah sama dengan atau lebih besar dari geser (atau gaya-lintang) yang berasal dari efek guling. Dengan melihat kembali pada Gambar 15-4d dan dengan menganggap distribusi tekanan linear yang melalui dasar sel, maka

$$M_o = \frac{2}{3}BV$$

Dengan menentukan pemecahan geser guling pada bidang yang melalui garis pusat, maka

$$V = 1,5 \frac{M_o}{B} \quad (15-3)$$

Supaya stabil, maka geser penolak haruslah sama dengan atau lebih besar dari nilai ini.

Tahanan Geser Tanah

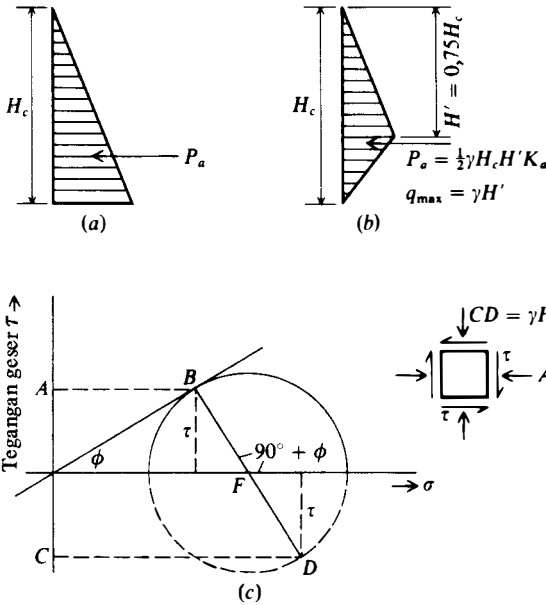
Tahanan geser tanah (Gambar 15-4d) dihitung sebagai

$$F_s = \frac{1}{2}\gamma H^2 K' \tan \phi \quad (15-4)$$

dengan koefisien tekanan tanah K' dihitung dari sebuah konstruksi lingkaran Mohr (Gambar 15-5c). Perhitungan ini perlu karena tekanan lateral adalah tegangan normal pada bidang vertikal yang mempunyai sebuah tegangan geser (bukan sebuah tegangan utama). Tekanan normal ini dinyatakan oleh ordinat AB pada lingkaran Mohr tersebut. Tegangan pada sebuah bidang sejauh 90° (yakni bidang horisontal) adalah nilai tegangan yang diperlihatkan sebagai CD , yang juga merupakan tekanan vertikal $\gamma_e H$. Dari Gambar 15-5c maka jari-jari lingkaran adalah

$$FB = FD = \frac{AB \sin \phi}{\cos^2 \phi} \quad (c)$$

Tegangan pada bagian
vertikal melalui garis
pusat sel



GAMBAR 15-5. Tekanan-tekanan sel dalam untuk stabilitas sel yang tiba-tiba. (a) Hitunglah P_a didasarkan pada K_a ; (b) diagram tekanan tanah aktif untuk menghitung tegangan di dalam angker. Gunakan nilai Rankine atau nilai Coulomb untuk K_a ; (c) lingkaran Mohr untuk K_a' yang tahan lama.

Menurut definisinya, maka perbandingan tekanan lateral dengan tekanan vertikal adalah koefisien tekanan tanah

$$K' = \frac{AB}{CD} \quad (d)$$

Dari Gambar 15-5c jelas bahwa

$$AB = CD - 2FD \sin \phi \quad (e)$$

dan dengan mensubstitusikan Persamaan (c) dan (e) ke dalam Persamaan (d) dan memecahkan persamaan tersebut untuk menentukan K' , maka kita dapatkan

$$K' = \frac{\cos^2 \phi}{2 - \cos^2 \phi} \quad (15-5)$$

Persamaan ini memberikan harga-harga K' yang lebih kecil jika ϕ , terjadi juga suatu pertambahan harga γ (seperti pada Gambar 2-24a). Sebagai contoh, membuat tabel berikut ini dengan harga perkiraan ϕ dan γ dan suatu konstanta H kita dapatkan:

ϕ	γ , pcf	K'	$\frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$
30	100	0,600	$0,0300H^2$
34	106	0,524	$0,0278H^2$
38	111	0,450	$0,0250H^2$
42	114	0,381	$0,0217H^2$

Untuk ini kita lihat bahwa

1. Dengan menggunakan $\phi = 30^\circ$ mungkin tidaklah realistis karena pasir yang diendapkan di bawah air cenderung memadat terutama dengan suatu getaran sedang dari suatu terraprobe atau yang serupa.
2. Kerapatan massa yang bertambah mengganti pengurangan K' dengan penambahan ϕ .
3. Untuk harga ϕ yang wajar 34° sampai 38° dan $\gamma = 105 - 110$ pcf yang dapat diperoleh dengan mudah menggunakan tanah granular tepi sungai yang membundar, tabel tersebut memberikan harga K' yang hampir mendekati harga yang umumnya disarankan yaitu $K' = 0,45$ sampai $0,5$ yang sering dipakai sebagai pengganti Persamaan (15-5).

Walaupun demikian, kita harus memperhatikan bahwa terdapat berbagai beda pendapat mengenai pemakaian harga K' . Maitland dan Schroeder (1979) menyarankan untuk menggunakan $K' = 1$. Namun demikian, mereka kemudian menggunakan suatu harga $K' = 0,26$, tetapi penulis menemukan bahwa dengan menggunakan $K' = 0,56$ menghasilkan perbandingan tahanan momen yang terbaik. Sorota dan kawan-kawan (1981) menyarankan menggunakan $K' = 0,35 - 0,40$ untuk tanah-tanah butiran tersusun baik yang telah terkompaksi. Sebagian dari perbedaan yang terakhir disebutkan ini dalam pemakaian K' muncul dari apa yang kita gunakan untuk ketegangan sel efektif.

Kita sebaiknya secara umum menggunakan berat satuan rata-rata dari tanah untuk kedalaman penuh dari sel tersebut daripada berusaha untuk menggunakan kedalaman tanah kering, lembab dan jenuh. Harga rata-rata, tentu saja, tergantung pada tempat batas kejenuhan berada (lihat Gambar 15-8 nanti) dan anggapan-anggapan mengenai kondisi lembab tanah tersebut. Lingkungan sel adalah sedemikian rupa sehingga usaha-usaha yang tepat untuk mengidentifikasi keadaan tanah tidak dibenarkan. Hujan dapat dengan mudah menjenuhkan daerah bagian atas (jika tidak tertutup) tanpa memperhatikan tempat-bebas, meskipun demikian, penjenuhan lapisan atas mungkin tidak begitu berbahaya karena bagian dalam atau bagian yang kering mungkin akan terisi sebelum penjenuhan sel terjadi. Jika ada kemungkinan bahwa kejenuhan sel terjadi lebih dulu, beberapa sistem telah dengan sengaja menyediakan suatu pintu gerbang banjir untuk meyakinkan bagian yang kering terisi sebelum sel-sel menjadi jenuh atau mungkin pecah (bursting).

Nilai $\tan \delta$ seharusnya dipakai sebagai ganti nilai $\tan \phi$ bila menggunakan Persamaan (15-4) untuk sel-sel daun semanggi karena tahanan geser akan bekerja pada dinding-dinding diafragma vertikal di pusat sel untuk menghasilkan tahanan gesekan dari tanah pada logam dan bukan tahanan gesekan dari tanah pada tanah.

Tegangan Kaitan/Tahanan Geser

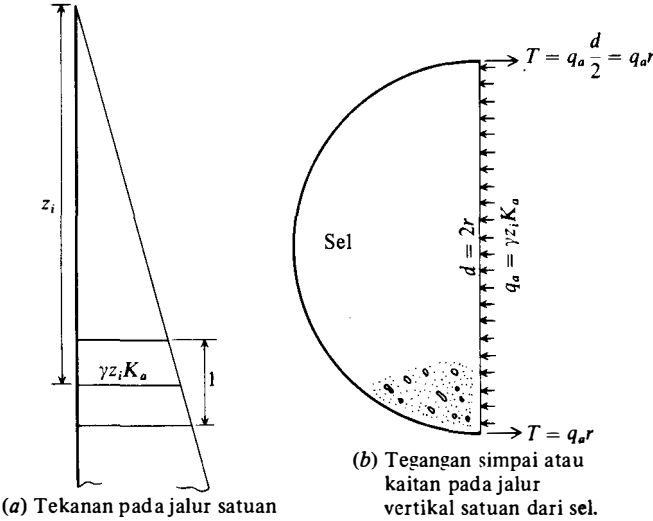
Gesekan dalam sambungan-sambungan kaitan harus diatasi serempak supaya terjadi distorsi geser vertikal. Gaya tegangan kaitan pada beberapa kedalaman z_i dihitung dengan menggunakan persamaan tegangan simpai konvensional

$$T = \gamma z_i K_a \frac{d}{2} = q_a r \quad (f)$$

Suatu bentuk yang lain yang dipersembahkan kepada Swatek oleh Lacroix dan kawan-kawan (1970) adalah bentuk

$$T = \frac{q_a L'}{2}$$

di mana L' adalah seperti yang dikenali dalam Gambar 15-3. Persamaan ini tampaknya dipakai terus menerus dalam literatur dan jika Swatek menyediakannya untuk Lacroix dan kawan-kawannya, ini adalah dalam 'komunikasi pribadi' yang dikutip oleh mereka dan



GAMBAR 15-6 Gaya tegangan kaitan

bukan referensi Swatek (1970) yang secara teratur dikutip oleh literatur selanjutnya yang mana sebenarnya tidak memberikan persamaan apapun secara langsung, tetapi menggunakan Persamaan (f) tersebut di atas dalam beberapa contoh pada bagian akhir dari bukunya.

Karena tekanan lateral bertambah menurut kedalaman, gaya tegangan-simpai (hoop-tension) untuk suatu sel dengan kedalaman H adalah:

$$T = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a r \quad (\text{gunakan nilai Rankine atau Coulomb } (g) \text{ untuk } K_a) \quad (g)$$

Pengalaman di TVA dan tempat lain menunjukkan bahwa selama pengisian sel, maka tekanan-tekanan lateral akan timbul selama pengisian dan selama konsolidasi pengisian yang berikutnya (selama waktu kurang lebih 10 hari). Tekanan lateral ini menyebabkan sel berekspansi yang sebanding dengan tekanan lateral dan tergantung pada kekangan dasar seperti pada batuan atau ditanamkan (embedded) dalam tanah. Sel tersebut akan berbentuk tong yang dimodifikasi atau berbentuk tonjolan, pengamatan lapangan menunjukkan bahwa tonjolan tersebut dapat kelihatan pada tempat antara seperempat dan sepertiga tinggi bebas sel di atas garis keruk atau batuan. Maitland dan Schroeder (1979) menganjurkan untuk mencari titik ini pada sepertiga tinggi sel yang dimodifikasi H_1 yang didasarkan pada kedalaman yang ditetapkan untuk memberi kestabilan d_f dan mendapatkan persamaan

$$H_1 = d_f + H_c$$

di mana H_c = tinggi sel bebas. Letak kedalaman yang ditetapkan untuk memberikan kestabilan dapat ditentukan dengan menggunakan sebuah program komputer tiang pancang lateral; dengan penambahan kedalaman, dan dengan menempatkan pada keluaran kedalaman dari garis keruk ke defleksi nol. Bagian atas dinding papan turap yang di atas garis keruk dibebani dengan diagram tekanan tanah aktif. Perkiraan modulus tanah bawah jalan lateral (lateral subgrade modulus) dalam bagian tiang pancang yang ditanam harus dibuat. Tetapi, kita mungkin memperhatikan, bahwa tempat $H_c/4$ yang diperlihatkan di dalam Gambar 15-5b biasanya digunakan dan barangkali sama telitinya seperti beberapa parameter perencanaan (γ , ϕ) yang sedang digunakan, dan tidak ada kecenderungan terdapat selisih yang besar di antara tempat $H_c/4$ dan tempat $H_c/3$. Jika kita tidak menggunakan kedalaman yang ditetapkan untuk memberikan kestabilan, maka ambillah $H_1 = H_c$.

Diagram tekanan segitiga biasanya digunakan untuk mendapatkan gaya tegangan simpai yang menghasilkan (dengan menggunakan Gambar 15-5b)

$$T = 0,5H_1(0,75\gamma H_1 K_a)r \quad (h)$$

Kita mungkin menggunakan sebuah distribusi tekanan parabolik, tetapi ini memberikan kira-kira penambahan sebesar sepertiga dalam tegangan simpai yang dihitung 0,67 sebagai ganti dari 0,5.

Sel-sel model baik dari Maitland dan Schroeder (1979) dan sel-sel prototipe dari Sorota dan kawan-kawan (1981) kedua-duanya menunjukkan bahwa jika sisi (daerah kerja) *lembah* dikeringkan tegangan-tegangan kaitan (interlock tensions) bertambah dalam kisaran 20 sampai 25 persen pada sisi *lembah*. Secara serempak tegangan-tegangan kaitan berkurang pada sisi/bagian sungainya. Hal ini mungkin karena sel tersebut bertindak sebagai struktur penahan gravitasi besar menghasilkan suatu busur kompresi pada bagian sungainya yang cenderung membuka papan-papan turap pada bagian/sisi cekungannya. Karena hal hanyalah salah satu dari beberapa tahap-tahap pembebanan di mana sel tersebut menjadi sasaran, mungkin tidak layak untuk, katakanlah, menggunakan kaitan-kaitan kekuatan yang lebih rendah pada daerah tegangan yang direduksi tersebut.

Gaya gesekan kaitan dengan menggunakan Persamaan (h) dan untuk sebuah lebar sel satuan adalah

$$F'_s = \frac{Tf}{L} = 0,375\gamma H_1^2 K_a \frac{r}{L} f \quad (15-6)$$

di mana koefisien gesekan kaitan biasanya diambil sebesar $f = 0,3$. Pengujian-pengujian pada sambungan-sambungan logam berbaut (bolted metal joints) yang berkekuatan tinggi menghasilkan f dari 0,35 sampai 0,45 sehingga penggunaan $f = 0,3$ kelihatannya merupakan suatu hal yang layak. Jarak L untuk mendapatkan gaya/lebar satuan adalah setengah dari jarak di antara dinding-dinding silang untuk sel-sel diafragma dan jari-jari r untuk sel-sel berbentuk lingkaran, karena T adalah gaya yang didasarkan pada r [lihat Persamaan (f)].

Nilai F'_s untuk sel berbentuk daun semanggi dapat dihitung dengan cara yang serupa. Kita perhatikan bahwa tiga dinding pengangkat tegangan kaitan yang besarnya $q_a r$ dari jarak L adalah $3,2r$ dari Gambar 15-3b. Dari sini kita dapatkan tegangan kaitan/satuan lebar sebagai

$$F'_s = \frac{3Tf}{3,2r} = \frac{0,94Tf}{r} \quad (\text{sel berbentuk daun}) \quad (i)$$

Tegangan geser sel total mengkombinasikan Persamaan (15-4) dan (15-6) bagi sel berbentuk lingkaran untuk mendapatkan

$$F_{st} = 0,5\gamma H_c^2 K' \tan \phi + 0,375\gamma H_1^2 K_a \frac{r}{L} f \quad (15-7)$$

Faktor keamanan untuk analisa geser vertikal dengan V dari Persamaan (15-3) adalah

$$F = \frac{F_{st}}{V} = F_{st} \frac{2B}{3M_o} \quad (15-8)$$

Faktor keamanan seharusnya di antara 1,1 dan 1,25. Perhatikan bahwa pemakai rumus harus menyisipkan nilai-nilai H_1 dan H_c dengan tepat berdasarkan pada kondisi-kondisi penanaman dinding papan turap.

4. *Stabilitas terhadap tekanan yang mendadak besar (bursting stability)*. Sel-sel tersebut haruslah stabil terhadap tekanan yang mendadak besar. Tempat-tempat kritis terdapat pada sambungan-sambungan kaitan dan dalam bentuk huruf T atau huruf Y yang

digunakan untuk busur-busur penghubung. Tekanan yang mendadak besar pada suatu kedalaman z_i dalam sel adalah

$$q_i = \bar{q}_h + q_w \quad (15-9)$$

di mana \bar{q}_h = tekanan lateral efektif yang disebabkan oleh tanah = $\gamma_e z_i K_a$

q_w = tekanan hidrostatik = $\gamma_w z_i$

Jelaslah bahwa bahan yang mempunyai saluran buangan bebas harus digunakan di dalam sel sehingga sel tersebut dapat dikeringkan airnya.

Jelaslah juga bahwa tempat sel selama pengisian akan mempengaruhi tekanan yang mendadak besar. Sebuah sel yang diisi secara hidrolik dekat pantai, selama dan segera setelah pengisian, akan dipengaruhi oleh tekanan hidrostatik penuh dan tekanan tanah efektif. Hal ini sebagian dikompensasi oleh ketinggian total yang lebih kecil dari sel. Sel-sel dalam air akan hanya mengalami tekanan tanah efektif sampai terjadi pengeringan atau pengeluaran air. Dengan kontrol secara hati-hati pengeringan sel dan *lembah* sungai kondisi kritis dari tekanan yang mendadak besar (bursting) dapat berkembang dengan tekanan tanah efektif aktif penuh dan air pada batas kejenuhan. Sel-sel yang diisi dengan memakai cara lain atau di tempat-tempat lain dianalisis dengan cara yang sama.

Gaya yang terjadi secara mendadak per satuan tinggi dengan q_t dari Persamaan (15-9) adalah

$$T = q_t r \quad (\text{gunakan satuan-satuan konsisten}) \quad (15-10)$$

Nilai-nilai tegangan kaitan T yang digunakan tergantung pada ukuran, bentuk, dan titik ujung baja dari bagian-bagian dinding papan tutup. Potongan baja yang umumnya digunakan dalam konstruksi ini diberikan di dalam Tabel 15-1 (lihat Lampiran A untuk profil dan sifat-sifat bagian).

Umumnya runtuhnya bendung-elak berasal dari kerusakan sambungan yang berbentuk T, baik dari kegagalan pembuatannya maupun kerusakan kaitannya [Swatek 1967], Grayman (1970)]. Menurut TVA (1966) tegangan kaitan dapat dihitung dari badan sel bebas seperti diperlihatkan dalam Gambar 15-7. Penjumlahan gaya-gaya memberikan tegangan kaitan sebagai

$$T' = q_t L \sec \theta \quad (15-11)$$

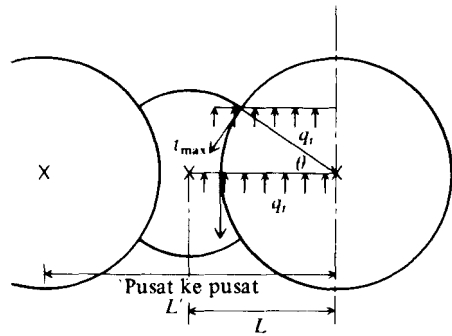
TABEL 15-1 Potongan papan turap yang biasa dipakai untuk bendungan elak berongga. Penunjukan sekarang menunjukkan berat/kaki² dinding, yaitu, PSA23 mempunyai berat 23 psf dari permukaan dinding. Tegangan tekan yang diizinkan $f_a = 0,65 F_y$.

Penunjukan AISI setelah 1971	†Bagian-bagian sekarang (1987)	‡Tegangan kaitan yang digaransi k/in (kN/m)	SF kaitan yang disarankan	Gesekan kaitan f
PSA23, PSA28	PSA23	12(2100)	4§	0,3
PS28, PS32	PS27,5; PS31	16(2800)	2	0,3
		28(4900)	2	0,3

† Perusahaan baja Bethlehem; Baja AS tidak lagi membuat bagian papan turap.

‡ Tingkat baja normal adalah ASTM A328 dengan $F_y = 39$ ksi; baja berkekuatan tinggi dalam ASTM A572 tingkat 50 dan 60 ($F_y = 50$ atau 60 ksi); A690 baja tahan korosi berkekuatan tinggi dari $F_y = 50$ ksi (345 MPa) juga tersedia.

§ Gunakan SF tinggi dengan bagian ini karena jaringan yang rendah mungkin cenderung meluruskan dengan suatu gaya tegangan kaitan yang tinggi.



GAMBAR 15-7

Tegangan T menurut TVA.

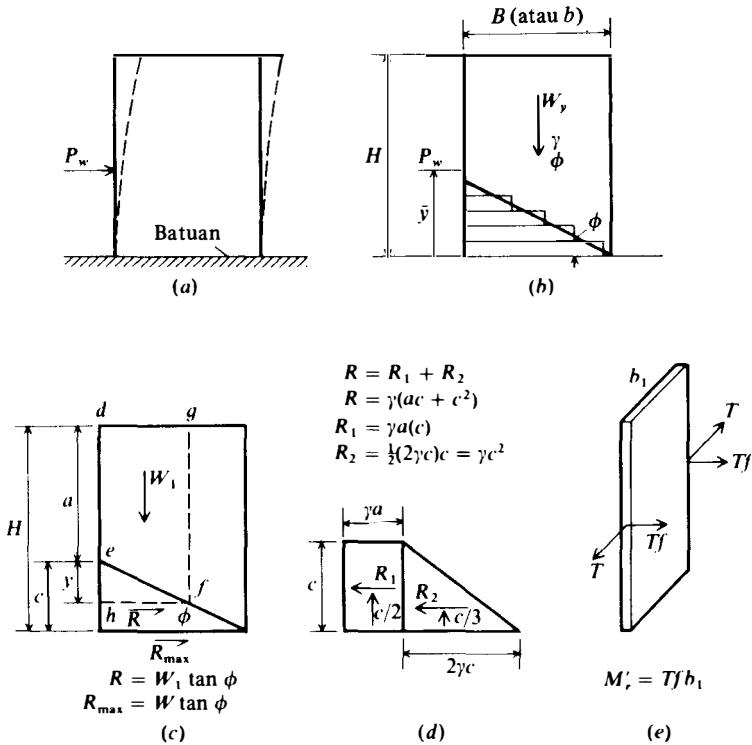
Dalam persamaan ini $L = L'/2 = 0,5 \times$ jarak antara pusat sel-ke-pusat sel seperti diperlihatkan dalam Gambar 15-7. Tegangan kaitan maksimum dapat dikurangi dengan memperkecil θ yang mungkin memerlukan sebuah Y dari 30° sampai 60° sebagai ganti T dari 90° untuk mendapatkan lebar konstruksi penahan yang cukup di dalam kawasan busur penghubung. Kita juga dapat menggunakan metode alternatif untuk mendapatkan gaya tegangan maksimum misalnya seperti dari sebuah diagram benda bebas dengan meninjau tegangan sampai dalam sel utama dan sel penyambung; tetapi, baik TVA (1966, halaman 112) maupun Dismuke (1970) memperlihatkan bahwa nilai yang kira-kira sama didapat dengan menggunakan Persamaan (15-11). Lebih mutakhir lagi Rossow (1984) telah membuat suatu analisa teoretis mengenai tegangan kaitan pada engsel penghubung tetapi hasilnya sedikit lebih baik daripada Persamaan (15-11) karena banyaknya asumsi yang dipakai dalam pemecahannya.

Ada pendapat bahwa Persamaan (15-11) mungkin terlalu konservatif tetapi proyek yang dilaporkan oleh Sorota dan Kawan-kawan (1981) tidak menyatakan hal ini. Kita juga mungkin mengamati bahwa terdapat kisaran yang lebar dalam T' yang memungkinkan tergantung berapa yang diasumsikan untuk kedalaman air sesaat di dalam sel tersebut dan berapa harga yang dipakai untuk koefisien tekanan tanah aktif K_a . Sebagai contoh, terdapat suatu perbedaan 28 persen antara angka Rankine K_a untuk 30° dan K_a untuk 36° yang mana barangkali suatu harga yang lebih benar dengan kompaksi secukupnya dari suatu isi sel berbutir/granular yang berkualitas.

Metode Cummings (Sekarang ini Digunakan oleh TVA).

Cummings (1960) mengusulkan sebuah metode analisis tentang bendungan elak sel berdasarkan suatu penyelidikan model untuk kemiringan (tilting) sebuah bendungan elak pada batuan, seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 15-8. Analisis dari bahan yang relatif kaku untuk ukuran model, mungkin tak realistis bila dihubungkan dengan bagian-bagian dinding papan turap lentur serta dengan dimensi dari konstruksi medan (lapangan). Menurut TVA, mereka telah mengkaji beberapa model yang pembuatannya tidak dipublikasikan yang serupa dengan (dan lebih dulu dari) model Cummings dengan jenis kegagalan yang sama. Cummings tinggal mengembangkan metode analitik yang disajikan di sini. Metode ini sangat sederhana sekali dan telah berhasil digunakan dalam perencanaan beberapa bendungan elak.

Analisis tersebut berdasarkan pada pemikiran bahwa tanah sel akan menentang distorsi sel lateral melalui penambahan tahanan tanah terhadap geseran pada bidang-bidang horisontal (Gambar 15-7b). Tahanan ini akan berkembang dalam sebuah segitiga seperti yang diperlihatkan, membentuk sudut ϕ terhadap horisontal. Segitiga tanah akan berada dalam keadaan tekanan pasif dan distabilkan oleh tanah yang berlebihan yang bertindak sebagai



GAMBAR 15-7. Analisis kemiringan. (a) Efek guling; (b) pengembangan tahanan sel dalam; (c) pengembangan tahanan geser (gesekan); (d) momen penahan (resisting moment) yang berasal dari tanah sel; (e) momen penahan yang berasal dari tahanan dinding papan turap. [Diambil dari Cummings (1960)].

beban tambahan. Berat tanah disebut W_y . Penurunannya dikatakan lengkap bila kita dapat menuliskan pernyataan untuk tahanan sel dalam daerah tahanan pasif yang berbentuk segitiga, dengan geseran pada bidang-bidang horisontal serta dengan mengikutsertakan efek beban tambahan dari W_y .

Dengan melihat kembali Gambar 15-7c, maka berat tanah yang menutupi (atau melapisi) segitiga, daerah $defg$ menghasilkan W_1 , ditambah berat tanah yang termasuk dalam segitiga efh adalah

$$W_1 = \gamma(a + y)y \cot \phi \quad (j)$$

Tahanan geser yang dikembangkan oleh W_1 sepanjang bidang horisontal h_f adalah

$$R = W_1 \tan \phi = \gamma(ay + y^2) \quad (k)$$

Nilai maksimum R terdapat bila y maksimum. Hal ini terjadi bila $y = c$, atau

$$c = B \tan \phi \quad (l)$$

Melalui pemeriksaan geometri dari soal-soal tersebut maka dihasilkan

$$a = H - c \quad (m)$$

Dengan mensubstitusikan nilai-nilai Persamaan (l) untuk y dan Persamaan (m) untuk a ke dalam Persamaan (k) dan dengan menggunakan R_{maks} untuk gaya maksimum, maka

$$R_{maks} = \gamma BH \tan \phi \quad (n)$$

Gaya R dapat ditafsirkan terdiri dari dua bagian, R_1 dan R_2 (Gambar 15-7d), dengan melihat kembali Persamaan (k). Dengan menggunakan $y = c$, maka gaya-gaya ini adalah

$$R_1 = \gamma ac \quad R_2 = \gamma c^2$$

Gaya R_1 diperkirakan sebagai luas sebuah persegi panjang yang tingginya c dan dasarnya γa . Gaya R_2 adalah luas sebuah segitiga yang tingginya c dan dasarnya $2\gamma c$. Konsep ini digunakan sehingga momen-momen yang menahan kedua gaya ini dapat dihitung sebagai

$$M_1 = R_1 \bar{y}_1 = R_1 \frac{c}{2} \quad M_2 = R_2 \bar{y}_2 = R_2 \frac{c}{3}$$

dan momen yang menahan tanah total M_r adalah

$$M_r = M_1 + M_2$$

Dengan menuliskannya kembali dan dengan melakukan substitusi, maka momen yang menahan tanah total adalah

$$M_r = \frac{\gamma ac^2}{2} + \frac{\gamma c^3}{3} \quad (15-12)$$

Tahanan lentur dari tiang pancang yang disebabkan oleh efek-efek kaitan (Gambar 15-7e) dihitung dari tekanan yang terjadi tiba-tiba (bursting pressure)

$$T = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a r = Pr$$

Tekanan yang terjadi tiba-tiba ini, dikombinasikan dengan gesekan kaitan, akan menghasilkan sebuah kopel, seperti diperlihatkan dalam gambar untuk sebuah tiang pancang yang lebarnya b_1 , dari

$$M'_r = Tfb_1 = Prfb_1$$

Ada n tiang pancang dengan lebar rata-rata b (atau B) dari sebuah sel, dan karena analisis tersebut adalah untuk sebuah jalur sel yang lebarnya 1 kaki (foot), maka momen M''_r untuk sebuah jalur adalah

$$M''_r = \frac{Prfnb_1}{r} \quad \text{atau karena } nb_1 = b, \quad M''_r = Pfb$$

Momen penahan total M_{tr} yang dikembangkan dari tanah dan tahanan tiang pancang adalah

$$\begin{aligned} M_{tr} &= M_r + M''_r \\ &= \frac{\gamma ac^2}{2} + \frac{\gamma c^3}{3} + Pfb \end{aligned} \quad (15-13)$$

Faktor keamanan yang melawan keadaan guling adalah perbandingan momen penahan sel M_{tr} terhadap momen guling M_o , atau

$$SF = \frac{M_{tr}}{M_o} \quad (15-14)$$

Kestabilan terhadap geseran dalam metode Cummings dihitung seperti dalam Persamaan (15-1).

Pada tempat-tempat didirikannya sel-sel bendungan-elak pada batuan, kapasitas dukung (bearing capacity) bukanlah merupakan masalah. Pada tempat-tempat dipakainya bendungan-elak di dalam konstruksi bendungan tenaga, umumnya bendungan tersebut didirikan pada batuan; jadi, batuan sangat berdekatan dengan permukaan tanah dan akan mudah bagi kita untuk menempatkan sel-sel bendungan elak pada batuan. Bagi bendungan ber-

ambang rendah seperti pada sungai Mississippi dan sungai Ohio yang pembuatannya harus memperhitungkan konstruksi pintu air untuk mengontrol permukaan sungai selama banjir dan lalu lintas tongkang, maka bendungan selayaknya didirikan pada tiang pancang yang dipancang dalam palung sungai (riverbed) yang berpasir. Stabilitas sel bendungan elak dalam tempat-tempat seperti ini atau dalam setiap keadaan di mana tiang pancang sel tidak dipancang ke batuan memerlukan suatu analisis kapasitas dukung. Analisis ini mencakup keruntuhan geser berkedudukan dalam jika sel tersebut didirikan pada sebuah lapisan tanah yang kuat, di atas sebuah lapisan lempung yang lebih lunak. Pada umumnya, analisa kapasitas dukung akan mengikuti prosedur dalam Bab 4 untuk telapak yang tersebar, seperti yang digunakan untuk dinding-dinding penahan dalam Bab 12. Penurunan (settlement) konsolidasi dapat menjadi sebuah masalah jika lapisan lempung sangat mudah dipengaruhi konsolidasi, serta jika bendungan elak berada di tempat untuk waktu yang agak panjang karena tekanan diferensial pada basis sel yang berasal dari guling.

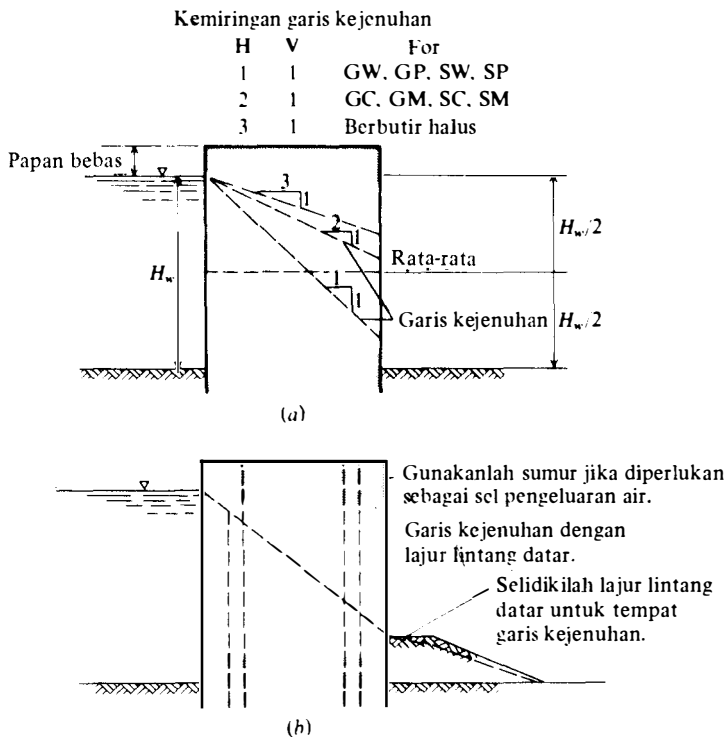
15-4 PERTIMBANGAN PRAKTIS DI DALAM PERANCANGAN BENDUNGAN-ELAK BERBENTUK SEL

Dinding papan turap 0,40 inci (berbadan 3/8 inci) sangat banyak digunakan untuk perancangan bendungan-elak, yang memberikan tegangan tarik sebesar 40 ksi untuk 16 kips/in tegangan kaitan. Karena kaitan biasanya mengontrol, dan dengan $SF = 1,5$ yang nominal akan memberikan 10,7 kips/in badan yang bersangkutan, maka tegangan adalah $10,7/0,40 = 26,7$ ksi yang mana diperkirakan $0,65 F_y$, seperti yang diberikan dalam Tabel 15-1.

Untuk kedalaman penanaman yang cukup besar seperti untuk bendungan elak berbentuk sel yang tidak pada batuan, mungkin perlu menambah ketebalan badan menjadi $\frac{1}{2}$ in. Tidak dianjurkan mendorong dinding papan turap jauh melebihi 3 sampai 5 m (10 sampai 15 kaki) dengan 6 m sebagai batas atas praktis karena kerusakan yang disebabkan oleh dorongan. Biasanya dikehendaki untuk menggali 1 sampai 2 m dari beban lebih untuk memindahkan tunggul-tunggul permukaan, balok-balok kayu, dan sebagainya, yang dapat merusak dinding papan turap jika diperlukan kedalaman penanaman yang besar.

Dinding papan turap bekas banyak dipakai untuk maksud ini. Dinding papan turap tersebut dapat dipakai kembali sampai kira-kira empat kali, dengan kehilangan sebanyak 25% dari setiap pemakaian. Bertolak dari hal inilah penunjukan terdahulu sebagaimana halnya dengan penunjukan yang sekarang untuk bagian-bagian dinding papan turap diberikan dalam Tabel 15-1. Suatu pertimbangan utama dengan papan turap bekas adalah kerusakan pada tonjolan (thumb) dan lekukan (groove) yang membentuk kaitan. Kerusakan mungkin dari pembesaran lebar pegangan antara tonjolan dan lekukan atau kerusakan karat. Untuk proyek-proyek penting, dapat disarankan untuk menggunakan papan turap baru atau pihak kontraktor harus bertanggung jawab untuk kegagalan bendungan elak apapun jika ia memilih untuk menggunakan papan turap bekas.

Untuk pengeluaran air sel-sel bendungan elak supaya tahanan simpai berkurang, yang biasanya juga mengontrol perencanaan, sudah lazim dipraktekkan dengan membakar lubang yang berdiameter kira-kira 35 sampai 50 mm pada busur-busur di bagian dalam. Prakteknya adalah membakar lubang-lubang pada pusat 1,5 sampai 2 m secara vertikal dari tiap-tiap dinding papan turap ketiga sampai keenam (lubang-lubang buangan air pada tiang pancang yang sama mengakibatkan penghematan tiang pancang maksimum). Lubang-lubang dibuat ke puncak lajur lintang datar atau ke permukaan tanah bagian dalam jika tidak ada lajur lintang datar yang digunakan. Selama operasi pengeluaran air, saluran buangan atau lubang buangan air diberi angker secara sistematis untuk mempertahankan penyuluran. Kenyataannya yaitu kita tidak dapat mengandalkan drainasi kaitan-kaitan untuk mengeluarkan air sel dengan memuaskan; kaitan-kaitan cenderung untuk "berlumpur" se-



GAMBAR 15-9 Tempat dari kejenuhan (garis freatik) di sisi bawah bendungan elak. Garis kejenuhan rata-rata dalam (a) adalah mungkin sebagai yang tepat, akan tetapi, kemiringan garis kejenuhan alternatif (gunakanlah suatu rata-rata) yang diperlukan dalam beberapa perancangan. Sumur sel dalam (b) yang dihasilkan suatu garis kejenuhan yang berdekatan dengan dasar sel jika konstruksinya tepat dan dalam jumlah yang secukupnya.

lama operasi pengisian sel. Jika pengeluaran air dikerjakan dengan hati-hati dan isi sel dapat mengalir dengan bebas, maka pengalaman TVA yang sekarang (1966, halaman 118) menunjukkan cara pemecahan yang memuaskan dengan menggunakan garis jenuh horisontal pada setengah ketinggian sel dalam yang bebas. Tempat garis jenuh ini akan dapat menyederhanakan perhitungan perancangan (Gambar 15-9. Sumur-sumur dapat dipasang bersebelahan dengan papan turap bagian yang kering untuk menampung air yang selanjutnya dapat dialirkan melalui lubang-lubang buangan air yang letaknya dekat. Cara lain, sumur-sumur dengan diameter 200 mm sampai 300 mm (Gambar 15-9b) dapat dipasang pada kedua sisi sungai dan lembah sungai dari sel tersebut bersama dengan pompa-pompa sumur untuk membantu dalam pengeringan dan untuk menekan lebih lanjut garis kejenuhan. Kapasitas pompa biasanya adalah 10 sampai 40 gal/menit, tergantung pada karakteristik aliran dari isi sel.

Tahanan guling dan tahanan geser tambahan dapat diperoleh dengan menggunakan lajur lintang datar bagian dalam. Suatu lajur lintang datar (berm) dapat juga digunakan untuk menambah panjang lintasan aliran untuk mengurangi kemungkinan erosi bawah tanah (piping) atau aliran yang berlebihan dibawah bendungan elak. Dalam satu hal, lajur-lajur lintang datar tidak diinginkan karena mereka menyebabkan gangguan-gangguan bendungan elak bagian dalam dan memerlukan biaya tambahan untuk bahan dan penempatan (dan nantinya juga pemindahan). Tergantung pada konfigurasi lajur lintang datar, tahanan tambahan dapat dianalisa dengan menggunakan suatu harga Coulomb K_p jika tahanan

ini mempunyai kemiringan – konstan atau dengan suatu baji percobaan jika bentuk umumnya adalah seperti yang terdapat pada Gambar 15-9b.

Bendungan elak dibangun dengan suatu kedalaman 'papan bebas' (freeboard) sebesar 1,5 sampai mungkin 3 m (Gambar 15-9a) dan biasanya didasarkan pada suatu periode desain 5 tahun. Biasanya dianggap lebih ekonomis untuk membiarkan menaikkan lapisan atas yang berlebihan selama banjir besar daripada mendesain untuk periode banjir yang lebih lama. Menaikkan lapisan atas (overtopping) dapat dengan cepat mengubah parameter-parameter desain jika persyaratan atau ketentuan tidak dibuat untuk banjir cepat pada lembah sungainya. Menaikkan berlebihan bagian atas juga mengakibatkan erosi yang sangat hebat dari isi sel tersebut. Isi sel ini dapat ditutup dengan suatu campuran beton yang ramping (biasanya tebalnya 150–200 mm) atau dengan campuran aspal. Karena penurunan isi sel dapat mencapai 300 mm atau lebih, maka aspal, sifatnya fleksibel, mungkin merupakan material penutup yang lebih baik daripada beton untuk mengontrol retakan dan penyusutan air permukaan. Gosokkan telapak (toe scour) dapat terjadi dengan kenaikan bagian atas yang berlebihan dan harus diperiksa pada sisi sungai dari sel-sel tersebut.

Bukanlah hal yang tidak biasa bahwa bendungan elak akan memberi peralatan konstruksi seperti derek (cranes) dan sebaliknya dibebani biaya tambahan dengan persediaan isi sel, papan turap untuk sel-sel nantinya, dan sebagainya. Biaya-biaya tambahan ini harus dipertimbangkan di dalam perencanaan sel apabila sangat besar.

Kegagalan bendungan elak yang paling sering dilaporkan tampaknya karena kegagalan elemen sambungan (T atau W) antara sel utamanya dengan busur penyambungannya. Beberapa kegagalan yang terdahulu berasal dari penggunaan suatu sambungan yang dilas; walaupun demikian, dengan kemajuan dalam seni mengelas, diharapkan hal ini tidak menjadi faktor yang utama bagi bagian-bagian tiang pancang masa kini. Grayman (1970) memberikan ringkasan mengenai penyebab beberapa kegagalan bendungan elak, dan hanya satu kegagalan yang disebabkan oleh gelinciran (sliding) dan satu kegagalan karena penggulingan (overturning).

Akhirnya, terbukti bahwa dengan papan turap yang fleksibel yang terlibat, masalah-masalah dalam pemancangan dan proses pengisian dan pengeringan, tidak mungkin bagi sel-sel tersebut untuk diluruskan selama pemancangan untuk jauh lebih banyak daripada sekitar 150 mm. Selanjutnya distorsi sel dapat menghasilkan penurunan vertikal yang telah diketahui 300 mm atau lebih selalu terjadi jika isi sel terkonsolidasi dibawah pengaruh berat-sendiri dari pengeringan. Sistem ini selalu bergerak pindah menuju daerah lembah sungai (basin sejumlah yang berkisar antara nol sampai mungkin 150 mm pada bagian dasar dan dari 75 sampai mungkin 300⁺ mm pada bagian atas. Tonjolan yang tampak jelas hampir selalu berkembang di dalam sel ini mungkin di seluruh bagian tetapi yang dapat dilihat adalah pada bagian lembah sungai (atau pada bagian sisi bendungan elak). Semua kejadian ini dianggap kebiasaan yang bisa diterima.

15-5. PERANCANGAN (PEMBUATAN) BENDUNGAN-ELAK BERBENTUK DIAFRAGMA

Bagian ini akan meninjau perancangan sebuah sel diafragma.

Contoh 15-1. Buatlah (atau rancanglah) sebuah sel bendungan elak yang berbentuk diafragma. Anggaplah garis jenuh sel seperti yang diperlihatkan dalam Gambar E15-1a. Data-data lain (lihat gambar).

γ isi = 110 pcf kerikil dan pasir bersih

γ' isi = 65 pcf

ϕ (isi) = 30° untuk keadaan jenuh dan lembab

Eksentrisitas maksimum yang diperbolehkan ialah pada titik ketiga dari Gambar 15-4b maka

$$e = \frac{b}{6} \quad We = M_o \times SF$$

Maka (dan dengan mengabaikan eksentrisitas yang disebabkan oleh garis jenuh kemiringan yang sesungguhnya), maka

$$(0,0113b^2 + 3,34b) \frac{b}{6} = 1324(1,25)$$

Dengan cara coba-coba, maka didapat nilai kira-kira $b = 50,4$ kaki. Selanjutnya periksalah guling dari geser turap pada urugan sel. Dengan menjumlahkan momen-momen di sekitar tumit dan dengan mengabaikan gesekan tarik maka kita dapat

$$fb(P_w + P_a) = M_o \times SF$$

$$b = \frac{1324(1,25)}{0,4(81,5)} = 50,8 \text{ ft} \leftarrow \text{kontrol}$$

Langkah 3 Periksalah geseran sepanjang garis tengah sel dan gesekan kaitan. Anggappalah

$$r = L \quad (\text{lihat Gambar 15-3})$$

Berat tanah rata-rata dalam sel untuk sebuah jalur yang berukuran 1 kaki kali b adalah

$$0,0113(50,8)^2 + 3,34(50,8) = 199 \text{ kips}$$

dan berat tanah sel satuan rata-rata adalah

$$\gamma_a = \frac{199}{50(50,8)} = 0,078 \text{ kcf}$$

Koefisien tekanan lateral dihitung untuk $\phi = 30^\circ$ dan Persamaan (15-5) sebagai

$$K'_a = \frac{\cos^2 \phi}{2 - \cos^2 \phi} = \frac{0,75}{2 - 0,75} = 0,60$$

Dengan menggunakan nilai γ_a rata-rata sebagai perhitungan yang cukup tepat, maka dengan menggunakan Persamaan (15-4) kita dapatkan untuk F_s

$$F_s = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \tan \phi$$

$$F_s = 1/2(0,078)(50)^2(0,60)(0,577) = 33,8 \text{ kips}$$

Untuk menghitung gesekan kaitan F'_s , ambillah secara sembarang

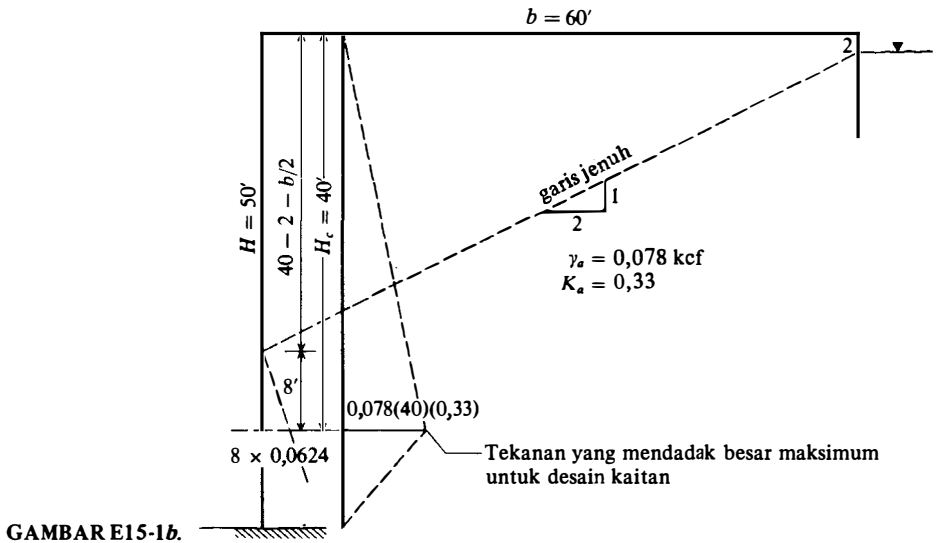
$$H_c = \frac{1}{2}(50 + 30) = 40 \text{ ft} \quad (\text{Lihat Gambar 15-5b})$$

Dari Persamaan (15-6) dengan menggunakan $\frac{1}{2}H(H_c)$ sebagai ganti $0,375H_1^2$ dan $f = 0,3$ didapat

$$F'_s = \frac{1}{2}H(H_c)K_a f \frac{r}{L} = 1/2(0,078)(50)(40)(0,33)(0,3) = 7,7 \frac{r}{L} \text{ kips}$$

tetapi di sini kita mempunyai dimensi-dimensi dan akan menggunakan perhitungan dasar seperti pada Persamaan (h). Geseran pada garis pusat sel yang disebabkan oleh keadaan guling adalah (dengan $r/L = 1$)

$$V = \frac{1,5M}{b} = \frac{1,5(1324)}{50,8} = 39,1 \text{ kips/ft}$$



GAMBAR E15-1b.

Faktor keamanan yang dihasilkan dengan menggunakan $r/L = 1$.

$$SF = \frac{F_s + F'_s}{V} = \frac{33,8 + 7,7}{39,1} = 1,06 < 1,25 \quad \text{revisilah } b$$

Karena F_s dan F'_s tergantung dari b dan diperlukan untuk mengurangi V , dapatkan V yang diperlukan dan perhitungan kembali b :

$$V = \frac{33,8 + 7,7}{1,25} = 33,2 \text{ kips/ft}$$

and

$$b = \frac{1,5(1324)}{33,2} = 59,8 \leftarrow \text{kontrol}$$

Langkah 4. Periksalah tegangan kaitan sehingga $L = r$ dapat ditentukan lihat Gambar E15-1b.

Gunakan

$$H' = H_c, \quad H_w = 40 - 2 - \frac{b}{2} = 8,0$$

$$q_a = \gamma H' K_a + H_w \gamma_w$$

$$q_a = 0,078(40)(0,33) + 8(0,0624) = 1,53 \text{ ksf}$$

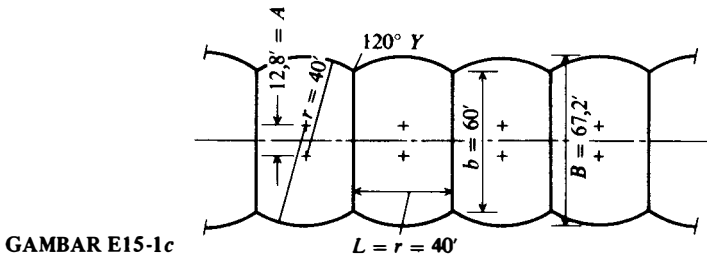
$$T = \frac{q_a r}{12} = \frac{1,53r}{12} = 0,13r \text{ kips/in}$$

Untuk T yang lebih kecil atau sama dengan $16/SF = 8 \text{ kips/inci}$.

$$r = \frac{8}{0,13} = 61,5 \text{ ft} \quad \text{radius maksimum}$$

Telah diputuskan untuk menggunakan $r = L = 40$ kaki, yang menghasilkan tegangan kaitan sebesar $0,13(40) = 5,2 \text{ kips/inci}$. Tegangan badan yang dihasilkan dengan menggunakan badan $0,40$ inci $5,2/0,40 = 13 < 25 \text{ ksi}$. Dengan menggunakan Y sebesar 120° maka tegangan dalam diafragma adalah sama seperti di dalam busur pada $5,2 \text{ kips/inci}$. Dimensi-dimensi sel akhir dengan menggunakan tiang pancang PS 27,5 dari $b_p = 19,69$ inci memerlukan $59,9/1,64 = 36,5$ potong; gunakan 37 potong dengan $b = 60$ kaki.

$$r = L = 40 \text{ ft} \quad b = 60 \text{ ft}$$



Gambar rencana busur adalah sebagai berikut (lihat kembali Gambar 15-3a):

$$A + 2r = B \quad A + 1,82r = b$$

Dengan mengeliminasi A dan memecahkannya untuk B , maka kita dapatkan $B = 67,2$ kaki. Dengan $b = 67,2$ kaki, maka didapatkan jarak A sebesar $12,8$ kaki. Gambar rencana sel seperti yang diperlihatkan dalam Gambar E15-1c.

15-6 PERANCANGAN BENDUNGAN-ELAK BERBENTUK LINGKARAN

Bagian ini meninjau perancangan sebuah bendungan-elak berbentuk lingkaran pada sebuah dasar tanah dengan menggunakan pemecahan TVA yang dulu atau TVA yang sekarang dan Cummings.

Contoh 15-2. Buatlah perancangan sebuah sel bendungan elak berbentuk lingkaran yang menembus lapisan pasir palung yang tebalnya kira-kira 25 m.

Data-data lain:

Urugan: $\gamma_{wet} = 16,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 9,0 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 28^\circ$

$\tan \delta = 0,38$ (urugan ke tiang pancang)

Tanah dasar: $\gamma_{sat} = 19,2 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 34^\circ$

Gesekan kaitan 0,3

Tegangan kaitan 2800 atau 4900 kN/m (maksimum jika diinginkan)

Garis jenuh pada $H_w/2$ karena isi sel yang menjumpai saluran bebas dari dasar sungai.

$H_w = 17 \text{ m}$; tinggi bebas = 1,5 m

Penetrasi dinding papan turap 4 sampai 5 m.

Gunakan $\theta = 45^\circ$ lihat Gambar 15-3a ($b \cong 0,875D$)

Semua $SF \geq 1,25$ abaikan gaya dinamik dari aliran sungai.

Pemecahan

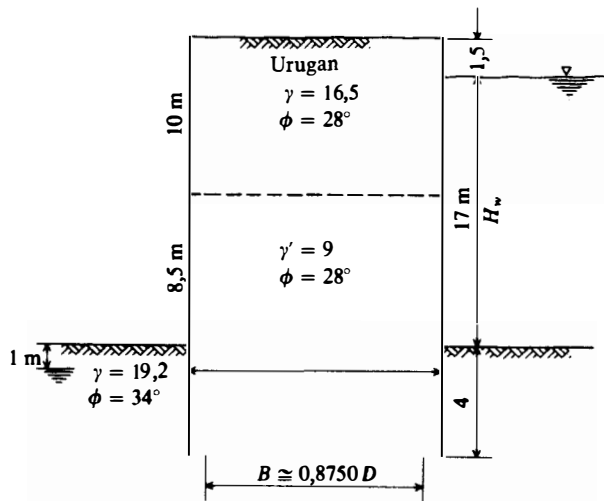
Langkah 1. Hitunglah stabilitas geser. Semua perhitungannya didasarkan pada jalur yang lebarnya 1 m kecuali jika ditunjukkan yang lain.

(a) Berat isi sel adalah (Gambar E15-2a) untuk penetrasi 4 m dan tidak ada perubahan garis saturasi (jenuh) untuk banjir atau permukaan air yang rendah.

$$W = [10(16,5) + 8,5(9) + 4(9,4)] b = 279b \text{ kN (berat efektif).}$$

(b) Hitunglah tekanan tanah bersih penahan (net resisting soil pressure) P' dengan harga $\phi = 34^\circ$ dan jangan gunakan konsep kedalaman yang menetapkan kestabilan. Perhatikan Rankine K dari Tabel 11-3 dan 11-4.

$$P' = P_p - P_a = 0,5(9,4)(4)^2(3,54 - 0,28) = 245 \text{ kN}$$



GAMBAR E15-2a

(c) Dengan permukaan air pada keadaan banjir di luar dan 1 m di bawah garis tanah di bagian dalam, maka gaya air adalah

$$P_w = 0,5(22,5^2 - 3^2)9,807 = 2438 \text{ kN}$$

(d) Untuk SF = 1,25 dan dengan menggunakan isi sel ϕ didapat

$$279b \tan \phi + 245 = 1,25 P_w$$

dengan mencari pemecahannya maka diperoleh

$$B = \frac{1,25(2438) - 245}{279(0,53)} = 18,95 \text{ m}$$

Langkah 2. Periksa perkiraan kapasitas dukung. Gunakan $b = 19$ m.

$$V = 279(19) = 5303 \text{ kN} \quad H = 2438 - 245 = 2193 \text{ kN}$$

$\phi = 34^\circ$ $N_q = 29,4$ $N_\gamma = 28,8$ dan faktor-faktor i dari Tabel 4-5 dengan $c = 0$.

$$i_q = \left(1 - 0,5 \frac{H}{V}\right)^5 = 0,31 \quad i_\gamma = \left(1 - 0,7 \frac{H}{V}\right)^5 = 0,18 \quad s_\gamma = 0,6$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \tan 34 = 1,67$$

$$d_q = 1 + \frac{0,4D}{B} = 1,08$$

$$q_{ult} = \bar{q}N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$$q_{ult} = 4(9,4)(29,4)(1,67)(1,08)(0,31) + 0,5(9,4)(19)(29)(0,6)(1)(0,18)$$

$$= 618 + 280 = 898 \text{ kPa}$$

$$q_a = \frac{q_{ult}}{2} = 450 > 279 \quad \text{O.K.}$$

Kapasitas dukung ini mungkin sudah cukup karena dua alasan. Pertama, dasar tidak tegar sehingga dengan menggunakan Persamaan (8-13) untuk tekanan tumit maksimum dan tekanan tumit minimum tidak berlaku. Kedua, adanya masalah mengenai apakah menggunakan regangan bidang datar untuk ϕ dan $s_\gamma = 1,0$, karena adanya deret sel dalam sebuah garis, sedangkan, analisis kapasitas dukung mengambil nilai untuk satu sel.

Langkah 3. Periksalah keadaan guling di sekitar tumit sebelah dalam. Momen guling yang disebabkan oleh air didasarkan pada sisi sungai $H_w = 22,5$ m dan kolam berukuran $H_w = 3$ m seperti pada langkah 1c.

$$M_o = 0,5 \left[(22,5^2) \left(\frac{22,5}{3} \right) - 3^2 \left(\frac{3}{3} \right) \right] 9,807 = 18\,574 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momen penahan adalah dari $P' \bar{y} + Wb/2 + P_a fB$. Momen tahanan gesekan yang ditimbulkan oleh P_a pada dinding papan turap untuk $K_a = 0,28$ dan $f = \tan \delta = 0,38$ (gunakan 0,4) adalah:

$$P_a fB = 0,5(9,4)(4)^2(0,28)(0,4)B = 8,4B$$

Untuk $P' = 245$ dan $W = 279b \cong 279B$ (dari langkah 1a) momen total penahan guling adalah

$$M_r = 245 \left(\frac{4}{3} \right) + 279B \left(\frac{B}{2} \right) + 8,4B$$

Untuk SF = 1,25 maksimum yang diperlukan B adalah:

$$139,5B^2 + 8,4B + 327 = 1,25(18\,574)$$

$$B^2 + 0,06B = 164$$

$$B = 12,8 \text{ m} < 18,95 \quad \text{O.K.}$$

Langkah 4. Periksalah geseran sepanjang garis tengah sel dan gesekan kaitan dengan menggunakan urugan $\phi = 28^\circ$

$$K'_a = \frac{\cos^2 \phi}{2 - \cos^2 \phi} = 0,64$$

$$\gamma_{av} = \frac{279}{22,5} = 12,4 \text{ kN/m}^3$$

Geseran tanah: Gunakan Gambar 15-5a dan Persamaan (15-4)

$$F_s = 0,5(12,4)(22,5)^2(0,64) \tan 28^\circ = 1068 \text{ kN}$$

Untuk geseran kaitan ambillah $H_c = 1,85$ m dengan q_a maksimum pada $H_c/4$; maka $L = L'/2 = 2,2r/2 = 1,1r$.

$$r/L = \frac{r}{1,1r} = 0,9$$

Tahanan geser kaitan dengan menggunakan Persamaan (15-6) adalah

$$F'_s = 0,375(12,4)(18,5)^2(0,36)(0,3)0,9 = 155 \text{ kN}$$

Momen guling bersih (lihat langkah 3 di atas) adalah

$$M_o = 18\,574 - 8,4(18,95) - 245 \frac{4}{3} = 18\,088 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dari Persamaan (15-8),

$$\text{SF} = F_{st} \frac{2B}{3M_o}$$

dan untuk $F_{st} = F_s + F'_s = 1068 + 155$ kita mendapatkan

$$(1068 + 155) \frac{2B}{3(18\,088)} = 1,25$$

$$B = 27,4 > 18,95 \text{ kontrol}$$

Langkah 5. Periksa lah tegangan kaitan pada garis tanah dengan garis jenuh pada $H/2$:

$$q_t = q_a + q_w$$

$$= 12,4(18,5)(0,36) + 9,807 \frac{18,5}{2} = 173 \text{ kPa}$$

$$T = q_a r = 173r \text{ kN/m} \quad (\text{yang juga merupakan tegangan badan tiang pancang})$$

Untuk kaitan berkekuatan tinggi (4900 kN/m) dan dengan mengambil SF = 1,8 maka

$$r \leq \frac{4900}{173(1,8)} \leq 15,74 \text{ m}$$

Dari langkah 4, $B = 27,7 \text{ m}$ dan

$$D = \frac{27,7}{0,875} = 31,7 \text{ m} \cong 2 \times 15,74 \quad \text{O.K.}$$

$$r = \frac{31,7}{2} = 15,9 \text{ m} \quad (\text{gunakan nilai ini})$$

Tegangan konstan nya adalah q_{ar}

$$T = 173 \times 15,9 = 2750 \text{ kN/m} > \frac{4900}{1,8} \quad \text{mungkin O.K.}$$

Langkah 6. Periksa lah tegangan di dalam sambungan T . Ambillah $L = 1,1$ $r = 17,49 \text{ m}$:

$$T' = qL \sec \theta \quad (\text{dan sementara } \theta = 45^\circ)$$

$$= \frac{173 \times 17,49 \times 1,414}{1000} = 4,3 \text{ MN/m} < 4,9 \text{ MN/m} \quad \text{O, K, (tetapi SF kecil)}$$

Periksa lah badan T untuk pelat 12,7 mm dan penggunaan baja A-572 dengan $F_y = 400 \text{ MPa}$ (baja 60 ksi dan pelat badan $\frac{1}{2}$ inci):

$$f_t = \frac{4,3}{0,0127} = 338 \text{ MPa} < 400 \quad (\text{tetapi SF kecil})$$

Biasanya, f_t diijinkan = $0,65 F_y$ yang sesungguhnya SF = $400/338 = 1,18$ (ini agak kecil tapi mungkin dapat diterima).

Alternatifnya:

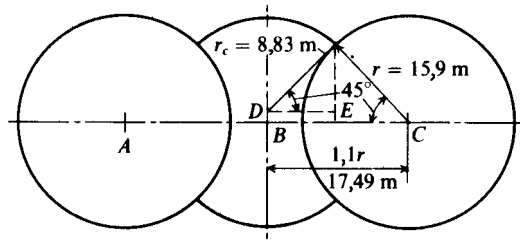
1. Kita dapat menggunakan $\theta = 40^\circ$ atau nilai lain yang lebih kecil 45° untuk mereduksi f_t .
2. Gunakan jalur lintang datar yang sebelah dalam untuk mengurangi tinggi bebas dan juga f_t .
3. Gunakan pemecahan ini dan perhatikan: (1) Perancangan didasarkan pada kondisi-kondisi banjir dengan dekatnya pelampauan puncak, (2) Sifat kira-kira dari perhitungan tegangan T cenderung menjadi konservatif, dan SF yang sesungguhnya barangkali sekitar 1,3 atau lebih.

Langkah 7. Ringkasan perancangan (lihat kembali Gambar E 15-2b);

$$L = 22,5 \text{ m} \quad D = 31,7 \text{ m}$$

$$L' \text{ dari sel-sel} = 2,2r = \frac{2,2 \times 31,7}{2} = 34,9 \text{ m}$$

$$\frac{H}{D} = \frac{22,5}{31,7} = 0,71 \left(\text{alternatifnya adalah } \frac{H_c}{D} \right)$$



GAMBAR E15-2b.

r_c dari sel-sel penyambung dihitung sebagai berikut:

$$BC = \frac{2.2r}{2} = \frac{34,9}{2} = 17,4 \text{ m}$$

$$DE = BC - r \cos 45^\circ = 17,4 - 11,2 = 6,2 \text{ m}$$

$$r_c = \frac{6,2}{\cos 45^\circ} = 8,8 \text{ m} \text{ (harus bulat karena dimensi-dimensi yang tepat tergantung pada perhitungan banyaknya dinding papan turap untuk membuat sebuah sel dan busur penyambung dengan menggunakan tiang pancang yang bilangannya bulat).}$$

Ini adalah sebuah sel yang sangat besar dan barangkali akan dibuat kembali berdasarkan penggunaan lajur lintang datar untuk mengurangi diameter dan tegangan-tegangan badan.

////

Contoh 15-3. Gunakan data-data dari Contoh 15-2 dan analisislah dimensi-dimensi sel untuk stabilitas dengan metode Cummings.

Urugan: $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$ Tanah dasar: $19,2 \text{ kN/m}^3$ (jenuh)

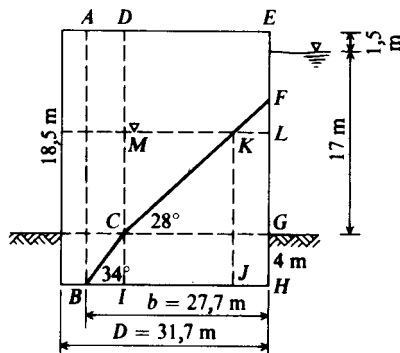
$$\gamma' = 9,00$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$\phi = 28^\circ$$

Pemecahan. Lihat kembali Gambar E15-3 (digambarkan dari dimensi-dimensi terakhir dalam Contoh 15-2). Perhatikan garis ϕ dari Gambar 15-5c terputus-putus seperti yang diperlihatkan. Jangan gunakan konsep kedalaman yang menetapkan kestabilan

GAMBAR E15-3



Hitunglah jarak berapa:

$$BI = \frac{4}{\tan 34} = 5,9 \text{ m}$$

$$IJ = \frac{8,5}{\tan 28^\circ} = 16,0$$

$$KL = 27,7 - 5,9 - 16,0 = 5,8 \text{ m}$$

$$FL = 5,8 \tan 28^\circ = 3,1 \text{ m}$$

Langkah 1. Hitunglah tahanan dari *DCEG* [Gunakan Persamaan (1) dan (m)]

$$c = B' \tan \phi = (27,7 - 5,9) \tan 28^\circ = 11,6 \text{ m}$$

$$a = 18,5 - 11,6 = 6,9 \text{ m}$$

Carilah berat tanah satuan rata-rata:

$$\gamma H = EL \times \gamma + LG \times \gamma'$$

$$18,5\gamma = 10(16,5) + 8,5(9,0)$$

$$\gamma = \frac{241,5}{18,5} = 13,1 \text{ kN/m}^3 \text{ (rata-rata)}$$

$$R_1 = \gamma ac = 13,1(6,9)(11,6) = 1048 \text{ kN} \quad [\text{Lihat Gambar 15-8d)]}$$

Ambillah jarak y_0 sebagai jarak *GH* pada tumit tiang pancang.

$$\bar{y}_1 = \frac{c}{2} + y_0 = \frac{11,6}{2} + 4 = 9,8$$

$$M_1 = R_1 \bar{y} = 1048(9,8) = 10270 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_2 = \gamma c^2 = 13,1(11,6)^2 = 1763 \text{ kN}$$

$$\bar{y}_2 = \frac{c}{3} + y_0 = \frac{11,6}{3} + 4 = 7,9$$

$$M_2 = 1763(7,9) = 13928$$

$$M_T = M_1 + M_2 = 10270 + 13928 = 24198 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Langkah 2. Carilah M_r dari daerah *ABDI*

$$\gamma = \frac{10(16,5) + 8,5(9,0) + 4(9,4)}{22,5} = 12,4 \text{ kN/m}^3 \text{ (rata-rata)}$$

$$a = 22,5 - 4 = 18,5 \quad c = 4$$

Dari Persamaan (15-12)

$$M_r = \gamma \left(\frac{ac^2}{2} + \frac{c^3}{3} \right) = 12,4 \left[\frac{18,5(4)^2}{2} + \frac{4^3}{3} \right] = 2100 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Langkah 3. Carilah $M_r'' = Pfb$; gunakan H pada garis tanah = 18,5 m; K_a Rankine dari Tabel 11-3 untuk $\phi = 28^\circ$:

$$P = 0,5\gamma H^2 K_a = 0,5(12,4)(18,5)^2(0,36) = 764 \text{ kN}$$

$$Pfb = 764(0,3)(27,7) = 6349 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Langkah 4. Hitunglah SF yang menahan keadaan guling:

$$M_w = 0,5(22,5)^2 9,81 \frac{22,5}{3} = 18\,624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M_r , yang disebabkan oleh tekanan tanah yang seimbang P' (Contoh 15-2, langkah 1b) dan 3 m dari air dalam tanah dasar bendungan elak adalah

$$M_r = 245 \frac{4}{3} + 0,5(3)^2 9,81 \frac{3}{3} = 371 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{SF} = \frac{M_r(\text{total})}{M_o(\text{air})} = \frac{24\,198 + 2100 + 6349 + 371}{18\,624} = 1,8$$

Soal ini dapat juga dianalisis dengan cara:

1. Dengan meninjau satu deret yang terdiri dari n bagian vertikal yang masing-masing misalnya mempunyai lebar b/n .
2. Menghitung dimensi-dimensi a , c yang didasarkan pada ϕ dan lebar dari bagian tersebut ($b_1 = b/n$, $b_2 = b_1 + b/n$, $b_3 = b_2 + b/n$, dan seterusnya).
3. Menghitung gaya bagian yang menentang dengan menggunakan Persamaan (n) dengan $B = b_1$; maka $R_i = R_{\text{maks}} - R_i - 1$.
4. Menempatkan gaya dari langkah 3 pada $c/3$ untuk nilai pertama R_1 dan pada $c/2$ untuk nilai-nilai R_i yang lain.
5. Dengan diketahuinya gaya-gaya dan bagian-bagian pemakaian, maka jumlahkanlah momen-momen di sekitar tumit dengan menggunakan statika.

Biasanya perencanaan Cummings dilanjutkan dengan mencari b untuk kapasitas geser dan kapasitas dukung seperti dalam Contoh 15-2, kemudian dengan membuat analisa contoh ini.

15-7 PERANCANGAN BENDUNGAN-ELAK BERBENTUK DAUN SEMANGGI

Sel berbentuk daun semanggi dimulai dengan membuat satu gambar rencana dan dengan menentukan tempat pada perpotongan T -sel. Langkah ini menempatkan pusat busur penyambung dan jari-jarinya. Anggota busur penyambung boleh berbentuk sebuah Y (30° atau 60°) atau sebuah T yang 90° . Juga dimensi-dimensi x , y dari Gambar 15-3b ditentukan. Jarak dari pusat ke pusat biasanya dibuat $L \cong 3,2r$ seperti dalam gambar sebagai ganti dari $2,2r$ dari sel-sel berbentuk lingkaran. Luas sel (biasanya seperempatnya dihitung) dihitung dengan membagi sebuah kuadran dan busur penyambung ke dalam luas-luas elemen yang dapat diperoleh secara langsung dan kemudian menjumlahkan hasilnya. Lebar ekuivalen dari sebuah sel berbentuk persegi panjang yang didasarkan pada luas sel total (termasuk busur penyambung) adalah

$$B' = \frac{A}{L} = \frac{A}{3,2r}$$

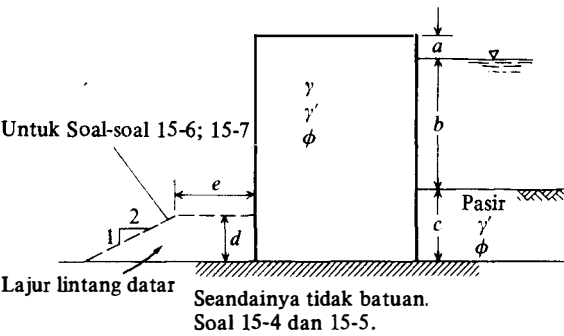
Setelah lebar ekuivalen B' dihitung, maka analisis berlangsung terus seperti pada sebuah sel berbentuk lingkaran dan kemudian diperiksa untuk:

1. Geser
2. Guling
3. Geseran sel — bila menggunakan Persamaan (15-4) maka digunakan $\tan \delta$ sebagai ganti $\tan \phi$ karena tahanan geser dikembangkan di antara tanah dan dinding diafragma.

4. Tegangan kaitan (yang didasarkan pada tegangan di dalam dua dinding sebelah luar dan di dalam diafragma).

SOAL-SOAL

- 15-1. Untuk kondisi-kondisi yang diberikan di dalam Contoh 15-2, rancanglah sebuah bendungan-elak berbentuk lingkaran di mana lingkaran-lingkaran penyambung yang kecil berpotongan pada sudut 40° . Apakah tegangan badannya mampu untuk bagian PS31.
- 15-2. Desainlah sebuah bendungan-elak berbentuk diafragma dengan dimensi-dimensi dalam Gambar P 15-2, yang terletak pada batuan. Koefisien gesekan: tanah terhadap batuan, $f = 0,55$; tanah terhadap tanah, $f = \tan \phi$; dinding sel, $\delta = 22^\circ$.



GAMBAR P15-2.

Satuan biasa		Satuan SI
a	3 kaki	1 m
b	22	8
c	12	4
d	6	2,0
e	10	3,5

Sel tanah dan lajur lintang datar		
γ	105 pcf	16,5 kN/m ³
γ'	60	9,4
ϕ	32	32

di tempat		
γ'	65	15
ϕ	34°	34°

- 15-3. Rancanglah sebuah bendungan-elak dengan dimensi-dimensi seperti dalam Gambar P 15-2, yang terletak pada batuan. Gunakan data-data lain dari Soal 15-2.
- 15-4. Rancanglah sebuah bendungan-elak berbentuk lingkaran dengan dimensi-dimensinya seperti pada Gambar P 15-2 jika bendungan-elak tersebut terletak pada sebuah tanah lempung berpasir dengan $c = 1200$ psf, $\phi = 40^\circ$. Gunakan $\theta = 45^\circ$.
- 15-5. Rancanglah sebuah bendungan-elak berbentuk lingkaran dengan dimensi-dimensinya seperti dalam Gambar P15-2 jika bendungan-elak tersebut terletak pada tanah lempung berpasir dengan $c = 70$ kPa; $\phi = 20^\circ$. Gunakan $\phi = 40^\circ$, dan TVA yang lain atau metode Cummings.
- 15-6. Kerjakan Soal 15-4 dengan sebuah lajur lintang datar yang tingginya 6 kaki pada bagian sebelah dalam (lihat garis yang ditandai titik-titik).
- 15-7. Kerjakan Soal 15-5 dengan sebuah lajur lintang datar yang tingginya 2 m (lihat garis yang ditandai titik-titik).
- 15-8. Rancanglah sebuah bendungan-elak berbentuk daun semanggi jika $b = 85$ kaki atau 25 m. Jangan gunakan sebuah lajur lintang datar.
- 15-9. Gambarkan grafik dari $\frac{1}{2}\gamma H^2 K_a'$ terhadap ϕ dengan menggunakan Persamaan (15-5) untuk tanah 2 dari Gambar 2-24a. Buatlah komentar yang tepat. Buatlah komentar yang sesuai untuk ini.

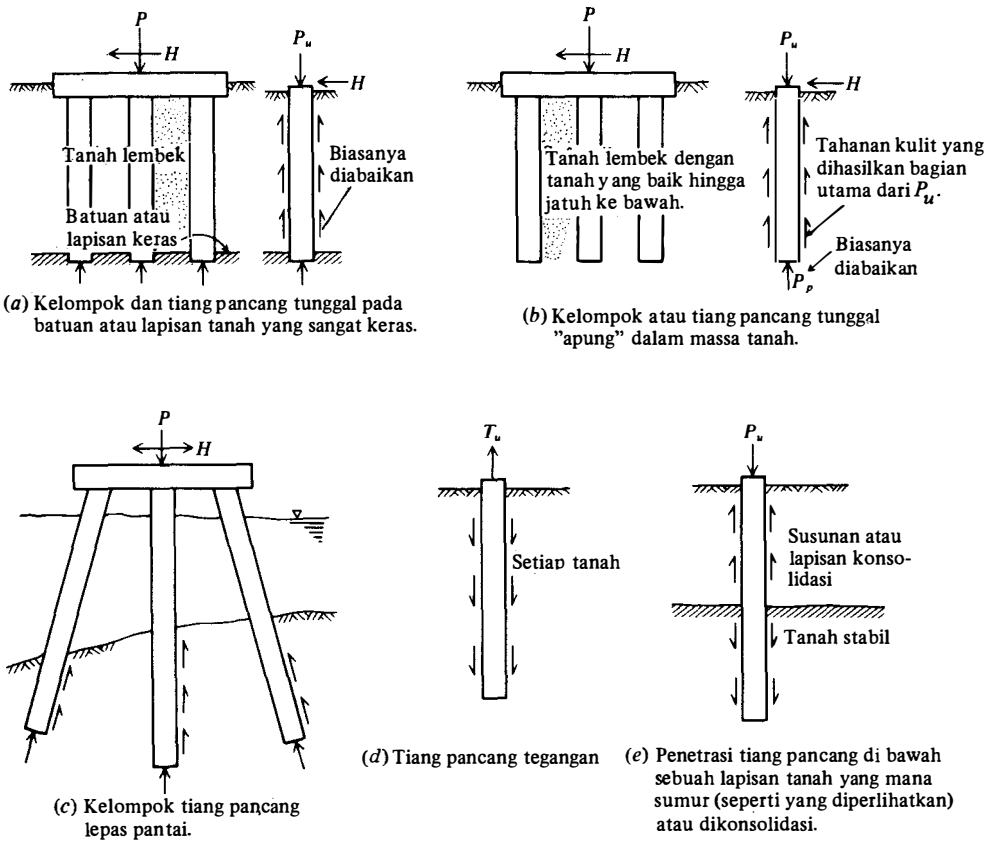
TIANG-PANCANG TUNGGA KAPASITAS STATIS DAN BEBAN LATERAL; TEKUK TIANG- PANCANG/KRAN-TIANG

16-1 PENDAHULUAN

Tiang-pancang adalah bagian-bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton, dan/atau baja, yang digunakan untuk (mentransmisikan beban-beban permukaan ke tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah dalam massa tanah. Hal ini merupakan distribusi vertikal dari beban sepanjang poros tiang-pancang atau pemakaian beban secara langsung terhadap lapisan yang lebih rendah melalui ujung tiang-pancang. Distribusi muatan vertikal dibuat dengan menggunakan sebuah gesekan, atau tiang-pancang "apung", sedangkan pemakaian beban secara langsung dibuat oleh sebuah titik ujung, atau tiang-panjang ini semata-mata hanya dari segi kemudahan karena semua tiang-pancang berfungsi sebagai kombinasi tahanan samping dan dukungan ujung kecuali bila tiang-pancang menembus tanah yang sangat lembek sampai ke dasar padat.

Tiang pancang umumnya digunakan (dengan melihat kembali ke Gambar 16):

1. Untuk membawa beban-beban konstruksi di atas tanah, ke dalam atau melalui sebuah lapisan tanah. Di dalam hal ini beban vertikal dan beban lateral dapat terlihat.
2. Untuk menahan gaya desakan ke atas, atau gaya guling, seperti untuk telapak ruangan bawah tanah di bawah bidang batas air jenuh atau untuk menopang kaki-kaki menara terhadap guling.
3. Memampatkan endapan tak berkoheisi yang bebas lepas melalui kombinasi perpindahan isi tiang-pancang dan getaran dorongan. Tiang-pancang ini dapat ditarik keluar kemudian.
4. Mengontrol penurunan bila kaki-kaki yang tersebar atau telapak berada pada tanah tepi atau didasari oleh sebuah lapisan yang kemampatannya tinggi.
5. Membuat tanah di bawah pondasi mesin menjadi kaku untuk mengontrol amplitudo getaran dan frekuensi alamiah dari sistem tersebut.
6. Sebagai faktor keamanan tambahan di bawah tumpuan jembatan dan/atau pir (tiang), khususnya jika erosi merupakan persoalan yang potensial.
7. Dalam konstruksi lepas pantai untuk meneruskan beban-beban di atas permukaan air melalui air dan ke dalam tanah yang mendasari air tersebut. Hal seperti ini adalah mengenai tiang-pancang yang ditanamkan sebagian dan yang terpengaruh baik oleh beban vertikal (dan tekuk) maupun beban lateral.



GAMBAR 16-1. Konfigurasi tiang pancang khusus. Perhatikan tiang-pancang yang terdekat selalu dalam satu kelompok. Tiang pancang tunggal sering dianalisis. Asumsi khusus yang diperlihatkan. Beban lateral H tidak dapat disajikan dalam (a) dan (b).

Tiang-pancang seringkali digunakan untuk mengontrol pergerakan tanah (seperti long-soran tanah). Para pembaca sepatutnya melihat bahwa tiang-tiang listrik dan banyak tiang tanda yang berada di luar dapat ditinjau sebagai tiang-pancang yang tertanam sebagian dan yang terpengaruh oleh beban-beban lateral. Beban-beban vertikal mungkin tidak penting walaupun tekuk, mungkin memerlukan penyelidikan untuk bagian-bagian konstruksi yang sangat tinggi.

Pondasi tiang-panjang lebih mahal dari kaki-kaki yang tersebar dan kemungkinan lebih mahal dari sebuah telapak. Dalam keadaan bagaimanapun maka haruslah sangat berhati-hati dalam menentukan sifat-sifat tanah untuk kedalaman yang mungkin penting, sehingga dengan demikian dapat ditentukan dengan tepat pondasi tiang pancang yang diperlukan dan, jika demikian halnya, maka baik jumlah yang berlebihan maupun panjang yang berlebihan tidak akan ditentukan. Analisa biaya harus dibuat untuk menentukan apakah telapak atau tiang-pancang, khususnya jenisnya (baja, beton, dan sebagainya), lebih ekonomis. Dalam hal-hal tersebut di mana tiang-pancang digunakan untuk mengontrol penurunan pada tempat tanah tepi, maka harus berhati-hati untuk memanfaatkan tanah yang tersedia sejajar dengan pemanfaatan tiang-pancang sesedikit mungkin.

Tiang-pancang tersebut dipancang ke dalam tanah dengan sejumlah metode:

1. Pemancangan dengan pukulan berurutan secara tetap pada puncak tiang-pancang dengan menggunakan sebuah martil tiang-pancang. Cara ini menimbulkan suara yang berisik dari getaran setempat yang mungkin tidak diperbolehkan oleh peraturan setempat atau badan-badan yang memelihara lingkungan dan, sudah tentu dapat merusak hak milik yang dekat dengan tempat tersebut.
2. Pemancangan yang menggunakan alat penggeter yang ditempatkan (diikatkan) di puncak tiang-pancang. Cara ini relatif lebih sedikit mengeluarkan suara berisik dan getaran pancangan yang tidak berlebihan. Metode ini dipakai dalam endapan yang kohesinya kecil.
3. Dengan mendongkrak tiang-pancang. Cara ini dipakai untuk bagian-bagian kaku yang pendek.
4. Dengan membor sebuah lobang serta dengan memancang sebuah tiang pancang ke dalamnya, atau yang lebih umum lagi, mengisi rongga dengan beton sehingga menghasilkan sebuah tiang-pancang setelah dikeraskan. Ada beberapa metode untuk cara ini, para pembaca harap melihat Tabel 16-1 dan Gambar 16-7 untuk instalasi khusus.

Bila pondasi tiang-pancang telah ditetapkan, maka penampang tiang-pancang dan panjang yang perlu dihitung berdasarkan pada beban yang berasal dari bagian konstruksi di atas tanah, tegangan yang diperkenankan dalam bahan tiang-pancang (nilai kode), serta sifat-sifat tanah di tempat. Sehingga jumlah dan panjang tiang pancang yang diperlukan dapat dipesan pada pemborong (kontraktor). Rumus-rumus dinamika, pengujian beban tiang-pancang, atau kombinasinya digunakan di proyek jika tiang-pancang tersebut ditempatkan dan direncanakan dengan sesuai. Umumnya diakui bahwa pengujian beban adalah cara yang paling dapat dipercaya untuk menentukan kapasitas tiang pancang yang sebenarnya.

Penentuan kapasitas tiang-pancang adalah sangat sukar. Sejumlah besar persamaan-persamaan yang berbeda digunakan, dan setiap dua di antara persamaan tersebut jarang sekali memberikan hasil perhitungan kapasitas yang sama. Organisasi-organisasi yang telah menggunakan persamaan yang khusus cenderung akan tetap menggunakan persamaan tersebut-khususnya jika basis data yang memuaskan telah diperoleh dari persamaan tersebut. Hal itulah yang menyebabkan bahwa sejumlah persamaan yang menurut keyakinan merupakan persamaan-persamaan yang paling luas dipakai (atau yang pada waktu sekarang telah diterima), dimasukkan dalam buku pelajaran ini. Dalam sebuah situasi perencanaan, kita mungkin menghitung kapasitas tiang-pancang dengan beberapa persamaan yang menggunakan faktor-faktor empiris yang telah dicocokkan (atau diperkirakan) dan mengamati kapasitas yang dihitung. Dari sejumlah perhitungan ini orang "merasa" kapasitas yang paling mungkin akan diperoleh, sehingga rekomendasi dan usul perencanaan dapat dibuat.

Kita perlu memperlihatkan bahwa walaupun persamaan kapasitas tiang-pancang adalah untuk sebuah tiang-pancang tunggal, namun jarang digunakan sebuah tiang-pancang tunggal; tapi dua atau tiga (atau lebih) tiang-pancang yang digunakan dalam sebuah kelompok. Kita sebaiknya memperhatikan lebih lanjut bahwa sifat-sifat tanah yang digunakan dalam perencanaan diambil dari program eksplorasi tanah semua. Dan sifat-sifat tanah yang ada bila pondasi akan dipakai mungkin berbeda sedikit atau cukup banyak berbeda, tergantung pada bagaimana tiang-pancang tersebut ditempatkan dan banyaknya tiang-pancang dalam kelompok tersebut.

Bab ini akan membahas metode-metode penentuan kapasitas tiang-pancang statik dan memperkenalkan bahan-bahan dan metode-metode untuk menghasilkan bagian-bagian tiang-pancang. Metode untuk menganalisa respons tiang-pancang lateral terhadap beban-beban dan tekuk tiang-pancang juga akan disajikan. Bab 17 akan membicarakan masalah

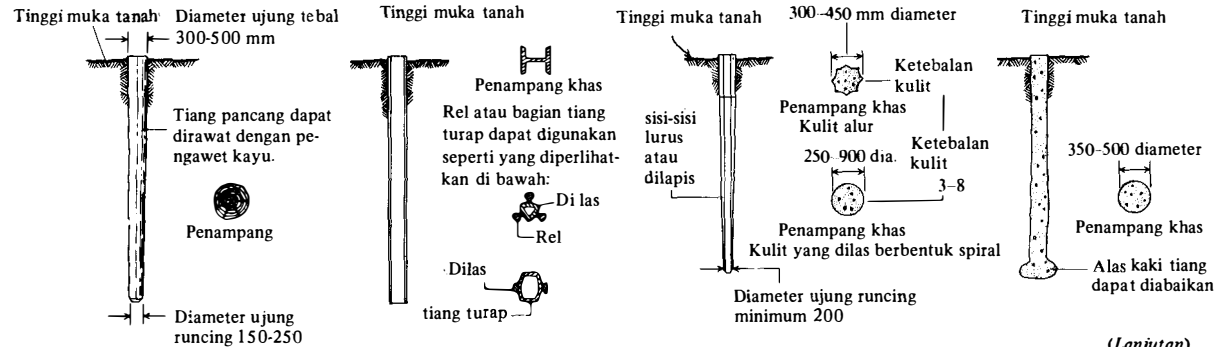
TABEL 16-1 Karakteristik dan Kegunaan Tiang Pancang Khas † §

Jenis tiang-pancang	Kayu	Baja	Tiang pancang beton yang dicor di tempat (kulit didorong tanpa paksi	Tiang pancang beton yang di cor ditempat (kulit ditarik mundur)
Panjang maksimum	35 m	Praktis tak terbatas	45 m	36 m
Panjang optimum	9-20	12-50	9-25	8-12
Spesifikasi bahan yang dapat dipakai	ASTM-D25 untuk tiang pancang; Pl-54 kualitas kreosot; Gl-60 untuk perawatan kreosot (Standard Perhimpunan Pengawet Kayu Amerika = Standar of American Wood Presservers Assoc.)	ASTM-A 36 untuk bagian konstruksi ASTM-A1 untuk bagian rel kereta api	ACI†	ACI‡
Tegangan-tegangan maksimum yang dianjurkan	Diukur pada titik tengah panjang 4-5 MPa untuk cedar, cemara barat (western hemlock), cemara (pine) Norwegia, sejenis pohon cemara (spruce), dan tergantung pada Kode 5-8 MPa untuk cemara selatan (southern pine), pohon cemara (fir) Douglas, semacam pohon cemara ek (oak cypress), sejenis pohon di Amerika (hickory)	$f_s = 0,35 - 0,5 f_y$	$0,33 f'_c$; $0,4 f'_c$ jika ukuran kulit ≤ 14 ; tegangan kulit = $0,35 f_y$ jika ketebalan kulit ≥ 3 mm.	$0,25 - 0,33 f'_c$
Beban maksimum untuk kondisi-kondisi biasa	270 kN	Tegangan maksimum yang diperbolehkan \times penampang	900 kN	1300 kN
Jangkauan beban optimum	130-225	350-1050	450-700	350-900
Kerugian-kerugian (kekurangannya)	Sukar untuk menyambung. Mudah rusak di dalam pemancangan keras. Mudah membusuk jika tidak dirawat, sukar untuk menarik dan mengganti	Mudah berkarat Bagian HP dapat rusak atau dibengkokkan oleh rintangan besar	Sukar untuk disambung setelah pembetonan Pergeseran yang cukup besar	Beton harus ditempatkan di dalam keadaan kering Lebih dari ketergantungan rata-rata pada kualitas jika patah pada waktu pemancangan

Keuntungan	Biaya permulaan komparatif rendah Tiang pancang yang dice- lupkan tahan terhadap pembusukan	Mudah disambung Kapasitas tinggi Pergeseran kecil Sanggup menembus rintangan ringan	Dapat dipancang kembali Kulit tidak mudah rusak.	Penghematan (ekonomi) permukaan
Keterangan	Paling sesuai untuk tiang pancang gesekan dalam bahan butiran	Paling cocok untuk dukungan ujung pada batuan Mereduksi kapasitas yang diperbolehkan untuk tempat berkarat atau menyediakan penangkal karat/korosi	Paling cocok untuk tiang pancang gesekan yang panjangnya sedang	Beban yang diperbo- lehkan pada tiang pancang kaki dikont- rol oleh kapasitas dukung lapisan yang persis di bawah tiang pancang

Ilustrasi khas

Tinggi muka tanah



(Lanjutan)

Perhatian: Tegangan-tegangan yang diberikan untuk tiang pancang baja dan kulit adalah untuk tempat-tempat berkarat. Untuk tempat-tempat berkarat perkiraanlah reduksi yang mungkin di dalam penampang baja atau sediakanlah perlindungan

TABEL 16-1 (Lanjutan)

Jangkauan tiang pancang	Tiang pancang pipa baja yang diurug beton	Tiang -pancang komposit	Beton pancang (termasuk prategang)	Dicetak di tempat (kulit tipis didorong dengan paksa)	Tiang pancang (adukan encer) beton suntikan tekanan yang ditempatkan oleh gurdi (anger)
Panjang maksimum	Praktis tak terbatas	55 m	30 m untuk pracetak 60 m untuk prategang	30 m untuk bagian lurus 12 m untuk bagian tirus	9-25 m
Panjang optimum	12-36	18-36	12-15 untuk 18-30 untuk prategang	12-18 untuk yang lurus 5-12 untuk yang ditirus	12-18 m
Spesifikasi bahan yang dapat di dipakai	ASTM A 36 untuk teras ASTM A 252 untuk pipa Kode 318 ACI untuk beton	Kode 318 ACI untuk beton ASTM A 36 untuk bagian konstruksi ASTM A 252 untuk pipa baja ASTM D 25 untuk kayu	ASTM A 15 baja penguat ASTM A 82 kawat ditarik dingin (cold drawn wire) Kode 318 ACI untuk beton	ACI †	Lihat ACI †
Tegangan maksimum yang disarankan	0,40 f_y penguatan > 205 MPa 0,50 f_y untuk teras < 175 MPa 0,33 f_c untuk beton	Sama seperti beton dalam tiang pancang lain Sama seperti baja dalam tiang pancang lain Sama seperti tiang-pancang kayu untuk kayu komposit	0,33 f_c kecuali jika kode bangunan setempat lebih kecil 0,4 f_y untuk beton bertulang kecuali yang prategang	0,33 f'_c ; $f_s = 0,4 f_y$ jika ukuran kulit adalah ≤ 14 gunakan $f_y = 0,35 f_y$ jika ketebatan kulit ≤ 3 mm,	0,225-0,40 f'_c
Bahan maksimum untuk kondisi biasa	1800 kN tanpa teras 18-000 kN untuk bagian besar dengan teras baja	1800 kN	8500 kN untuk prategan 900 kN untuk pra cor	675 kN	700 kN
Jangkauan beban optimum	700-1100 tanpa teras 4500-14000 dengan teras	250-725	350-3500	250-550	350-550

perkiraan kapasitas tiang-pancang yang didasarkan pada tahanan pancangan lapangan (kapasitas dinamik) dan energi marti tiang-pancang.

16-2 TIANG-PANCANG KAYU

Tiang-pancang kayu dibuat dari batang pohon yang cabang-cabangnya telah dipotong dengan hati-hati dan biasanya diberi bahan pengawet, dan didorong dengan ujungnya yang kecil sebagai bagian yang runcing. Kadang-kadang ujungnya yang besar didorong untuk maksud-maksud khusus, seperti dalam tanah yang sangat lembek di mana tanah tersebut akan bergerak kembali melawan poros dan dengan ujung tebal terletak pada lapisan yang keras untuk dukungan yang diperbesar. Titik ini (ujung runcing) dapat dilengkapi dengan sebuah sepatu pemancangan logam bila tiang-pancang harus menembus tanah keras atau tanah berkerikil; jika tidak maka ujung runcing tersebut dapat dipotong dalam bentuk persegi atau dengan ujung runcing.

Pada umumnya ada pembatasan-pembatasan pada ukuran dari ujung runcing dan ujung tebal seperti halnya dengan ketidaksejajaran yang masih dapat diperkenankan (ditolerir). Kode Bangunan Chicago (The Chicago Building Code) (dalam Bab 70) menghendaki diameter minimum dari ujung runcing 150 mm dan diameter ujung tebal 250 mm jika tiang-pancang tersebut di bawah 7,6m, dan diameter ujung tebal sebesar 300 mm jika tiang-pancang tersebut lebih panjang dari 7,6 m. Persyaratan penjarangan-ialah sebuah garis lurus dari titik pusat ujung tebal ke titik pusat ujung runcing terletak dalam poros tiang-pancang (Gambar 16-2a). Kode Bangunan New York (The New York Building Code) (Artikel C26-1109,2) membatasi tiang-pancang kayu dengan sebuah tirus poros seragam pada diameter ujung runcing sebesar 150 mm untuk beban-beban di bawah 220 kN, dan diameter minimum sebesar 200 mm untuk beban-beban yang lebih besar.

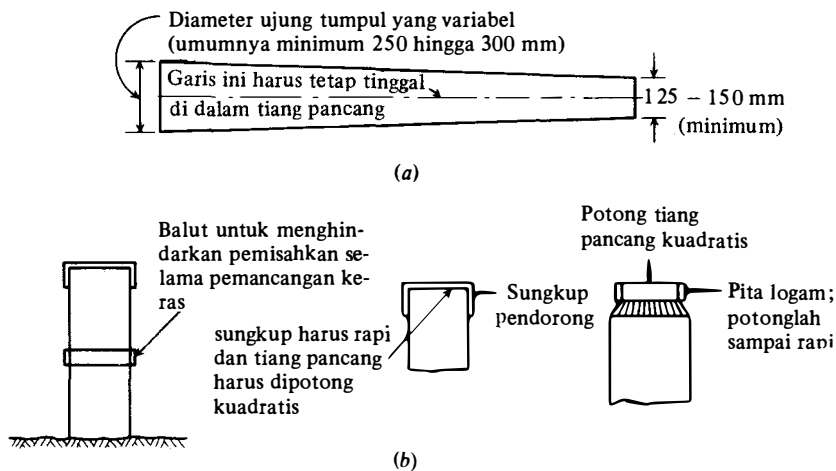
Buku pedoman ASCE [dicetak ulang ASCE (1959) tetapi sekarang tidak dicetak lagi] mengkategorikan tiang pancang sebagai berikut :

- Kelas A : Digunakan untuk beban-beban berat dan/atau panjang tak bertopang yang besar. Diameter minimum dari ujung tebal 360 mm.
- Kelas B : Untuk beban-beban sedang. Diameter ujung tebal minimum 300 mm.
- Kelas C : Gunakan di bawah bidang batas air jenuh atau untuk pekerjaan yang bersifat sementara. Diameter ujung tebal minimum adalah 300 mm. Kulit kayu (bark) dapat ditinggalkan (dibiarkan) pada kelas tiang-pancang ini.

Buku pedoman ASCE (dan kode bangunan) juga menetapkan kualitas minimum dari kayu yang menyangkut kerusakan, penyusutan kayu, lobang-lobang pada kayu, dan jenis kayunya.

Jika sebuah tiang pancang kayu berada di bawah bidang batas air jenuh permanen, maka tiang-pancang tersebut akan tahan dipakai terus menerus. Jika sebuah tiang-pancang kayu dapat mengalami pembasahan dan pengeringan secara bergantian, maka umur tiang-pancang akan pendek. mungkin hanya 1 tahun, kecuali jika diberi bahan pengawet kayu. Tiang-pancang yang tertanam sebagian dan tiang-pancang yang berada diatas bidang batas air jenuh dapat dirusakkan oleh binatang kecil pembor kayu atau serangga lain kecuali jika dipelihara dengan baik.

Ujung pancang dari sebuah tiang-pancang kayu biasanya dirusak oleh pemecah serat (yang dinamai garukan sapi = brooming) dari energi martil. Kerusakan ini dapat dikontrol dengan menggunakan sebuah sungkup pancangan atau pita logam di sekeliling ujung tebal seperti yang digambarkan dalam Gambar 16-2. Setelah pemancangan sampai ke penetrasi yang diperlukan, maka ujung yang mengalami garukan sapi dipotong dalam bentuk persegi



GAMBAR 16-2 (a) Kriteria penjajaran untuk tiang-pancang kayu; (b) alat-alat untuk melindungi tiang-pancang selama operasi pemancangan.

dan setiap bekas geseran yang terbuka, sebagaimana halnya dengan potongan ujung segar, harus dilapisi dengan pemakaian bahan pengawet secukupnya. Sebuah tiang-pancang dapat pecah jika tanahnya sangat keras atau mengandung batu-batu besar. Di mana terdapat penambahan penetrasi secara mendadak dan suatu lapisan tanah lembek tidak diharapkan, maka harus diperiksa adanya poros tiang-pancang yang putus.

Sambungan tiang dalam tiang-pancang kayu tidak diinginkan namun hal itu dapat diperoleh seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 16-3. Sambungan tiang dalam Gambar 16-3b dapat meneruskan tegangan. Dalam kedua gambaran tersebut untuk mendapatkan luas dukung maksimum di antara kedua bagian tersebut, harus kita lakukan dengan hati-hati.

Beban perancangan yang diperkenankan yang didasarkan pada bahan tiang-pancang adalah

$$P_a = A_p f_a \tag{16-1}$$

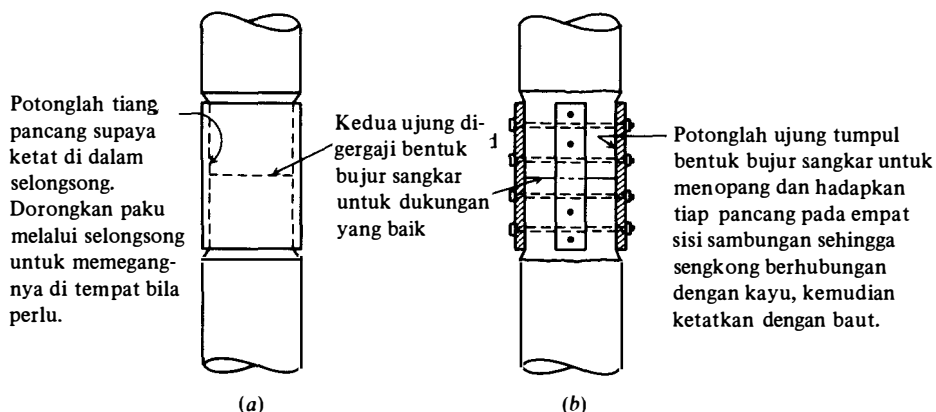
di mana A_p = luas penampang tiang-pancang rata-rata pada sungkup tiang.
 f_a = nilai tegangan perancangan yang diijinkan (kode untuk jerus kayu).

Kapasitas statik berdasarkan pada tanah di sekitar tiang-pancang dihitung seperti halnya dengan bahan-bahan tiang pancang lainnya, akan dibahas dalam Bagian 16-7 dan berikutnya. Faktor tambahan utama yang ditinjau adalah koefisien gesekan antara kayu dan tanah yang dapat mendekati $\tan \phi'$ dari kombinasi perpindahan tanah, dari volume kayu, dan penetrasi dari kayu oleh butiran tanah-khususnya dalam tanah yang tak berkoheisi.

Informasi lebih lanjut mengenai tiang-pancang kayu dapat diperoleh dari publikasi American Wood Preservers Institute (AWPI) (1966, 1967, 1969, 1981) dan ASTM (Jilid 4.09).

16-3 TIANG-PANCANG BETON

Tabel 16-1 menunjukkan bahwa tiang-pancang beton dapat dicor terlebih dulu, dicor di tempat proyek, atau dari konstruksi gabungan.



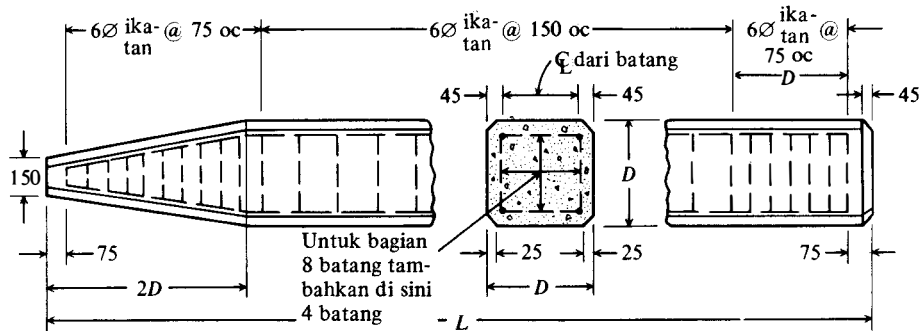
GAMBAR 16-3 Sambungan-sambungan tiang di dalam tiang-pancang kayu (a) Dengan menggunakan selubung-muai logam dengan ujung-ujung yang dipotong dengan hati-hati untuk penyelesaian dan dukungan; (b) dengan menggunakan pelat-pelat sambungan.

Tiang-tiang Beton Pracetak (Precast Pile)

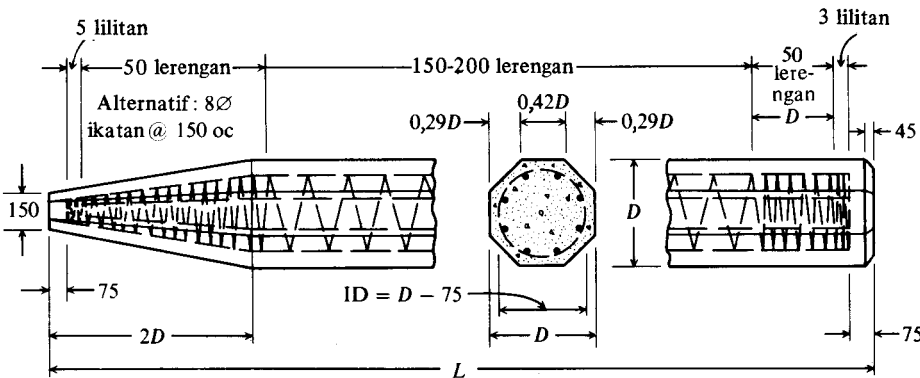
Tiang-pancang dalam kategori ini dibentuk di tempat pencoran sentral sesuai dengan panjang tiang pancang yang sudah ditentukan, diobati, dan kemudian dikirimkan (di kapalkan) ke tempat konstruksi. Jika ruangan tersedia dan jumlah yang diperlukan sudah mencukupi, maka halaman pencoran dapat disediakan di proyek untuk mengurangi biaya transportasi. Tiang-pancang (precast pile) dapat dibuat dengan menggunakan penguatan biasa seperti dalam Gambar 16-4 atau dengan menggunakan tiang-pancang prategang seperti dalam Gambar 16-5. Tiang-pancang pracetak yang menggunakan penguatan biasa, dibuat untuk tegangan-tegangan lentur selama waktu pengambilan (pickup) dan pengangkutan ke tempat proyek, untuk momen-momen lentur dari beban-beban lateral, serta untuk menyediakan tahanan yang mencukupi terhadap beban vertikal dan terhadap setiap gaya tegangan yang timbul (atau yang dikembangkan) selamancangan. Prosedur pembuatan dapat dijumpai dalam setiap buku pelajaran mengenai perencanaan (atau pembuatan) beton bertulang (reinforced concrete); tapi, tegangan penanganan dan pemancangan tarik hanya untuk sementara sedangkan tegangan beton yang diijinkan seringkali bertambah hingga sebesar 50 persen untuk merefleksikan dorongan ini. Penguatan tiang-pancang minimum sebesar 1 persen.

Gambar 16-6 menggambarkan momen-momen lentur khusus yang dikembangkan selama waktu pengambilan tiang-pancang yang tergantung pada tempat titik pengambilan. Titik pengambilan haruslah ditandai dengan jelas karena momen-momen lentur sangat tergantung pada tempat titik tersebut.

Tiang-pancang (prestressed pile) dibentuk dengan menekan baja berkekuatan tinggi, yakni yang mempunyai f_{ult} sebesar 1705 sampai 1860 Mpa, dengan mempertegangkan kabel-kabel ke suatu nilai pada orde 0,5 sampai 0,7 f_{ult} , serta denan tiang-pancang beton di sekitar kabel tersebut. Bila beton mengeras, maka kabel-kabel prategang dipotong dengan gaya tegangan di dalam kabel yang menghasilkan tegangan tekan dalam tiang-pancang beton sewaktu baja tersebut mencoba kembali kepanjang tak teregang (unstretched length). Beberapa rayapan (creep) dan kehilangan lain termasuk kehilangan yang disebabkan oleh pemendekan aksial dari tiang-pancang karena beban tekan dalam tiang pancang yang disebabkan oleh kabel prategang. Kehilangan-kehilangan ini, tanpa perhitungan yang diperbaiki, diambil sebesar 240 MPa, ini tidak termasuk kehilangan pemendekan



Tiang pancang bujur sangkar



Tiang pancang segi delapan

Kawat spiral			
D, mm	400	500	600
US bar	#5	#4	#3
SI bar	15	10	10

mm

6Ø = 6 mm diameter

GAMBAR 16-4 Perincian khusus dari tiang pancang beton pracetak. [Menurut PCA (1951).] Perhatikan bahwa semua dimensi dinyatakan dalam millimeter.

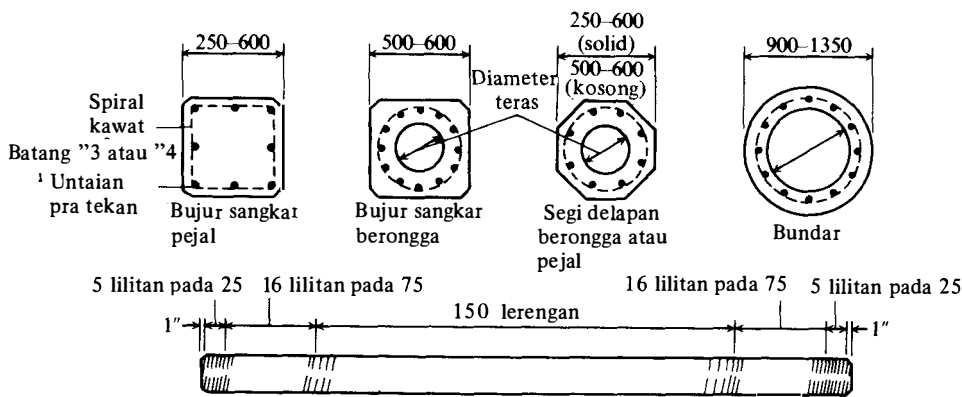
aksial yang disebabkan oleh beban-beban perancangan yang dipakaikan. Tegangan beton tekan akhir yang disebabkan oleh prategangan biasanya berada pada orde 4 sampai dengan 6 Mpa. Merupakan hal yang biasa untuk menggunakan beton yang berkekuatan lebih tinggi (35 sampai 55 MPa) dalam tiang pancang prategang karena tegangan- tegangan kompresif awal yang berasal dari prategangan. Pertukaran yang sederhana diperoleh dari tiang pancang berat yang lebih ringan yang dibuat untuk kapasitas beban yang sama.

Beban perancangan yang diijinkan P_a berdasarkan bahan tiang pancang prategang termasuk kehilangan prategang yang disebabkan oleh beban dan rayapan, dapat dihitung sebagai

$$P_a = A_g(0,33 f'_c - 0,27 f_{pc}) \tag{16-2}$$

di mana A_g = luas beton seluruhnya
 f_{pe} = prategang efektif setelah kehilangan (kira-kira 5 MPa adalah biasa)

Nilai f'_c dari beton untuk tiang-pancang prategang pada orde 35 sampai 55 MPa (5 sampai 8 ksi). Titik-titik pengambilan harus ditempatkan sesuai dengan tegangan lentur

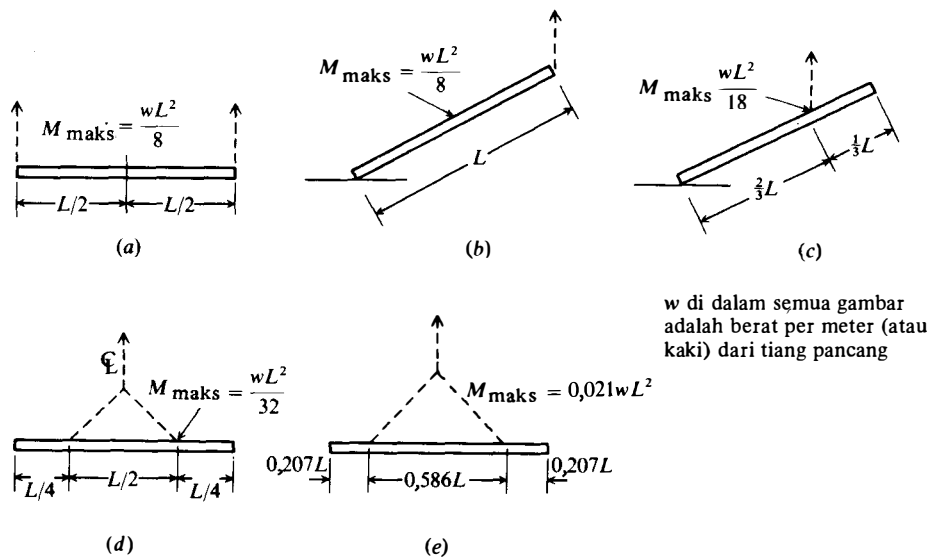


¹ Untaian 9.5–12.7 mm ($\frac{3}{8}$ hingga $\frac{1}{2}$ in) diameter nominal, $f_u = 1860$ MPa.

GAMBAR 16-5 Tiang-pancang beton prategang khusus (lihat juga Lampiran Tebal A-5); dimensi dinyatakan di dalam millimeter.

yang dihitung yaitu $f = M/S = f_{pe}$ di mana M diambil dari Gambar 16-6. Jika ini dikerjakan maka tiang-pancang seharusnya tidak menimbulkan retakan tarik selama penanganan (handling). Dengan memprategangkan tiang-pancang maka terdapat kecenderungan untuk mengurangi beratnya (dengan menggunakan beton yang berkekuatan lebih tinggi) dan melakukan aksi balik (counteract) setiap tegangan baik selama waktu penanganan maupun selama waktu pemancangan. Hal yang terakhir ini sangat penting karena seringkali sebuah tiang-pancang ditempatkan dalam lingkungan yang tidak sesuai dan jika tegangan selama waktu pemancangan cukup besar maka dapat terjadi retakan tarikan transit. Selama waktu retakan tersebut terbuka maka benda-benda asing dapat masuk dan menghasilkan kemerosotan (deterioration) dari baja yang mungkin tidak terdeteksi untuk suatu periode waktu yang panjang.

GAMBAR 16-6 Tempat titik-titik pengambilan untuk tiang-pancang pracetak, dengan momen lentur yang dihasilkan dinyatakan dalam gambar.



w di dalam semua gambar adalah berat per meter (atau kaki) dari tiang pancang

Tiang-pancang beton dianggap permanen, tapi, tanah-tanah tertentu (biasanya yang organik) mengandung bahan-bahan yang dapat membentuk asam yang dapat merusak beton tersebut. Air garam dapat juga melakukan reaksi yang merugikan beton kecuali jika diambil tindakan pencegahan khusus pada saat membuat perbandingan campuran. Selain itu, tiang-pancang beton yang digunakan untuk konstruksi di lautan dapat mengalami pengikisan (abrasion) dari aksi gelombang dan teruntuk yang terapung dalam air. Pembekuan dan pencairan (thawing) yang silih berganti dapat mengakibatkan kekurangan dalam setiap keadaan yang terbuka (exposed).

Beton prategangan yang digunakan didalam konstruksi-konstruksi kuatan harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

1. Gunakan agregat yang tak bereaksi (tak reaktif)
2. Gunakan $8\frac{1}{2}$ sampai 10 karung semen per meter kubik dari beton.
3. Gunakan semen jenis V (mempunyai ketahanan yang tinggi terhadap sulfat).
4. Gunakan perbandingan $W/C \leq 0,53$ (perbandingan berat)
5. Gunakan beton-udara (air-entrained concrete) dalam daerah sedang dan dalam daerah dingin.
6. Gunakan paling sedikit 75 mm tutup bersih pada semua penguatan baja.

Tiang-Pancang yang Dicor Langsung di Tempat (Cast-In Place Piles)

Tiang-pancang yang dicor langsung di tempat, dibentuk dengan membuat sebuah lobang dalam tanah dan mengisinya dengan beton. Lobang tersebut dapat dibor (seperti di dalam kaison), tapi lebih sering dibentuk dengan memancangkan sebuah sel (shell) atau corong ke dalam tanah. Corong (casing) tersebut dapat diisi dengan sebuah paksi (mandrel), dengan kondisi pada penarikan balik paksi akan mengosongkan corong. Corong dapat juga dipancang dengan sebuah ujung pemancang pada titik, yang menyediakan sebuah sel yang siap untuk segera diisi dengan beton, atau corong dapat dipancang dengan ujung terbuka, dan tanah yang terperangkap dalam corong dapat dikeluarkan setelah pemancangan diselesaikan.

Berbagai metode dengan hasil-hasil akhir yang sedikit berbeda telah dipatenkan Gambar 16-7 menunjukkan beberapa di antara tiang-pancang yang dicor langsung di tempat, yang umumnya tersedia dan telah dipatenkan, dan dimaksudkan untuk representatif saja. Dapat diperhatikan, pada dasarnya ada tiga jenis tiang-pancang seperti itu: (1) berbentuk sel atau corong, (2) tak bersel (tak bercorong), atau (3) jenis kaki tiang (pedestal).

Beban perancangan yang diijinkan untuk semua tiang-pancang beton (yang tak pra tegang) adalah

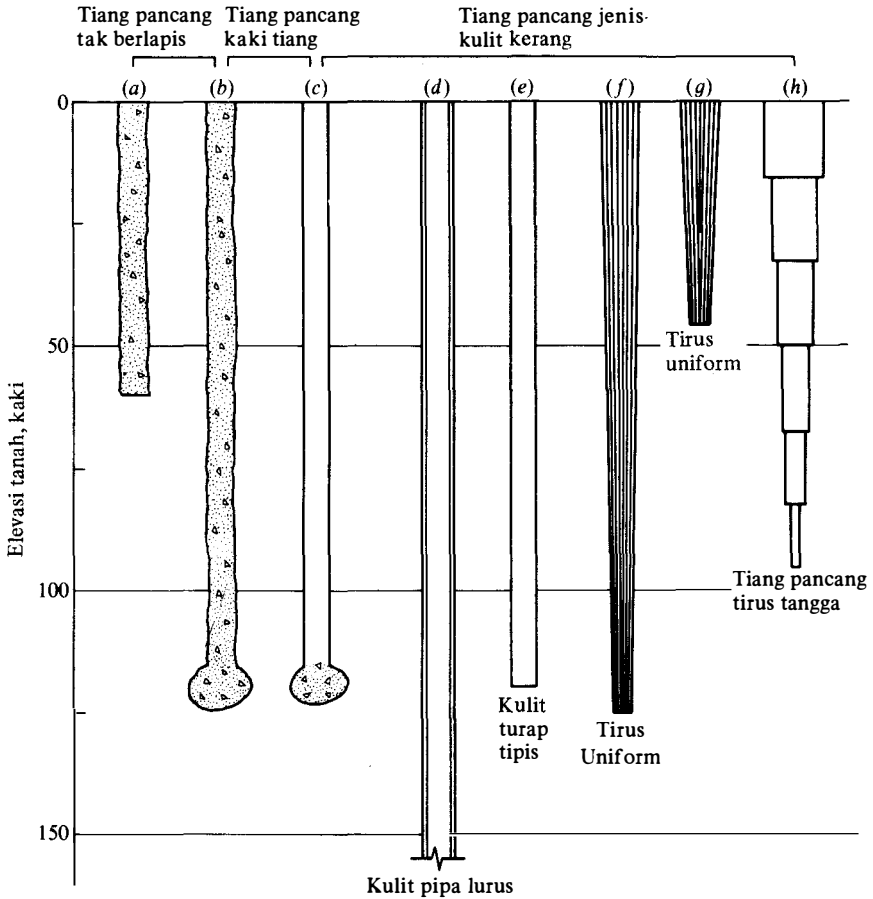
$$P_a = A_c f_c + A_s f_s \quad (16-3)$$

di mana A_c, A_s = berturut-turut adalah luas dari beton dan baja.

f_c, f_s = tegangan-tegangan bahan yang diperbolehkan.

Perhatikan bahwa Pers. (16-3) tak dapat dipakai untuk bagian di atas tanah dari tiang-pancang yang tertanam sebagian (partially embedded pile). Sebuah faktor reduksi dapat dipakai (untuk f_c atau P_a) untuk eksentrisitas yang tak terduga. Pengaruh (efek) kelangsingan untuk bagian dari panjang poros yang dikelilingi tanah tidak perlu, tapi efek kelangsingan tersebut mungkin dikehendaki untuk panjang terbuka di atas tanah.

Tiang-pancang yang bagiannya serupa dengan yang diperlihatkan dalam Gambar 16-7a dapat dibentuk dengan menggunakan sebuah bor jenjang-tangga kontinu yang berbatang kosong (hollow-stem continuous flight auger) dengan diameter sebesar 250 sampai



GAMBAR 16-7 Beberapa jenis yang umum dari tiang-pancang yang dicor langsung di tempat (telah dipatenkan) (a), tiang-pancang Western tak bercorong; (b) pipa tanpa Franki ber-kaki tiang tak bercorong; (c) tiang-pancang Franki tiang yang bercorong; (d) pipa tanpa sambungan lipat atau tak berpatri; (e) tiang-pancang Western yang bercorong; (f) tiang-pancang bertabung satu atau tiang-pancang padu; (g) Standar Raymond; (h) tiang-pancang tirus tangga Raymond. Kedalaman yang diperlihatkan menunjukkan jarak-nilai (range) yang biasa untuk berbagai tiang-pancang. Literatur sekarang dari berbagai perusahaan peralatan pondasi sebaiknya dilihat untuk data perancangan.

400 mm. Lobang tersebut digali hingga elevasi yang diinginkan, sebuah slang (hose) dihubungkan ke bor, dan adukan encer (atau) (atau beton dengan agregat kecil) dipompakan dengan tekanan ke bawah badan bor dan keluar dari ujung runcing ke dalam rongga yang terbentuk ketika bor ditarik dengan perlahan-lahan. Tanah pada jenjang-tangga bor mencegah adukan encer untuk naik ke atas poros dan membiarkan sejumlah tekanan pompa digunakan untuk mengurangi rongga-rongga adukan encer serta membuat suatu sentuhan padat antara tanah dan adukan encer sepanjang poros tersebut.

Catatan kedalam bor dan kuantitas adukan encer yang dipompakan harus disimpan untuk memastikan bahwa lobang tersebut telah terisi dengan adukan encer dan bor tidak ditarik kembali terlalu cepat yang berakibat keruntuhan tanah ke dalam rongga, sehingga

menghasilkan poros tiang-pancang yang tak kontinu. Bila poros telah diisi, maka beton basah, yang lebih berat dari tanah di sekitarnya, akan mempertahankan poros tersebut sampai beton mengikat. Penulangan dalam bagian atas poros dengan mudah dapat disediakan dengan menyisipkan sejumlah batang (atau pasak kayu = dowel) ke dalam beton basah tersebut. Di tempat di mana beberapa lapisan tanah ditembus, maka tekanan adukan encer dapat mengembangkan lubang-bor dengan cukup yang mengubah bentuk poros tiang-pancang sedikit dalam lapisan yang lembek; tapi, efek utama dari hal ini adalah untuk menambah kuantitas adukan encer yang diperlukan untuk mengisi poros.

Tiang pancang Franki pada Gambar 16-7b dan c dihasilkan dengan cara pertama-tama menempatkan beton yang sangat kering (kemerosotan nol) didalam rongga poros dan membenturkannya untuk menghasilkan suatu pembesaran bagian dasar yang berukuran cukup. Rongga poros selanjutnya diisi dengan beton untuk menyempurnakan tiang pancang. Corongnya dapat ditarik jika beton telah ditempatkan atau ditinggalkan saja jika sulit untuk menariknya. Sistem Franki ini (dipatenkan) dan tiang pancang yang dibuat dengan metode bor jenjang-tangga kontinu ini kedua-duanya sangat ekonomis dimana prosedur pengecoran langsung ditempat (cast-in-place) dapat digunakan.

16-4 TIANG-PANCANG BAJA

Jenis-jenis tiang-pancang baja ini bisanya berbentuk H yang digiling atau merupakan tiang-pancang pipa. Balok yang mempunyai flens lebar (wide-flange beam) atau balok-I dapat juga digunakan; tapi, bentuk H khususnya dibuat sebanding untuk menahan tegangan pancangan yang keras yang mungkin dialami oleh tiang-pancang tersebut. Dalam tiang-pancang H flens dan badan mempunyai tebal yang sama; bentuk WF yang standar dan bentuk H biasanya mempunyai badan yang lebih tipis dari flens. Tabel A-1 dalam Lampiran A membuat daftar bagian tiang-pancang H yang dihasilkan di A.S. dan Kanada. Tiang-pancang pipa adalah tiang-pancang yang berpatri maupun yang tak mempunyai sambungan-lipat yang dapat dirancang, baik dengan ujung terbuka maupun dengan ujung tertutup. Tiang-pancang pipa seringkali diisi dengan beton setelah pemancangan, walaupun dalam beberapa hal pengisian ini tidak perlu.

Tiang pancang H adalah tiang pancang yang memiliki perpindahan volume yang kecil karena daerah penampangnya tidak terlalu besar. Suatu sumbat cenderung terbentuk di antara flens-flens pada kedalaman yang lebih besar, meskipun demikian, sehingga beberapa meter bagian dasarnya dapat mencetak kembali tanah sebesar volume sumbat. Sebuah pipa yang ujungnya terbuka juga dianggap sebuah pipa yang memiliki perpindahan volume yang kecil, meskipun demikian, suatu sumbat juga terbentuk dibagian dalamnya dengan kedalaman satu meter atau lebih dibawah level permukaan di luar-barangkali dari kombinasi gesekan keliling di bagian dalam 'sumbat' tersebut menstabilkan (tidak kelihatan selama pemancangan karena gangguan palu dan tutup tiang pancang) sampai ke dalam pamancangan terakhir, tanah bagian yang lebih bawah mungkin tercetak kembali berdasarkan pada volume sumbat dan bukan daerah pipanya.

Tiang pancang H mempunyai suatu keuntungan kekakuan yang memadai yang mana tiang H ini akan memecah bongkah-bongkah batu kecil atau memindahkannya ke satu sisi. Tiang pancang pipa ujung terbuka memiliki keuntungan dari tempat masuk permukaan untuk memecahkan bongkah-bongkah batu yang ditemukan dengan penggunaan mata bor pemotong (chopping bit) maupun dengan pemboran, peledakan, dan pemindahan fragmen-fragmen batuan. Jika bongkah-bongkah batu besar ditemukan maka kita harus mempertimbangkan kemungkinan penghentian tiang pancang pada (atau sedikit kedalam) batu-batu tersebut.

Sambungan-sambungan dalam tiang pancang baja dibuat dengan cara yang sama seperti dalam kolom-kolom baja, yaitu dengan mengelas (paling umum) atau dengan

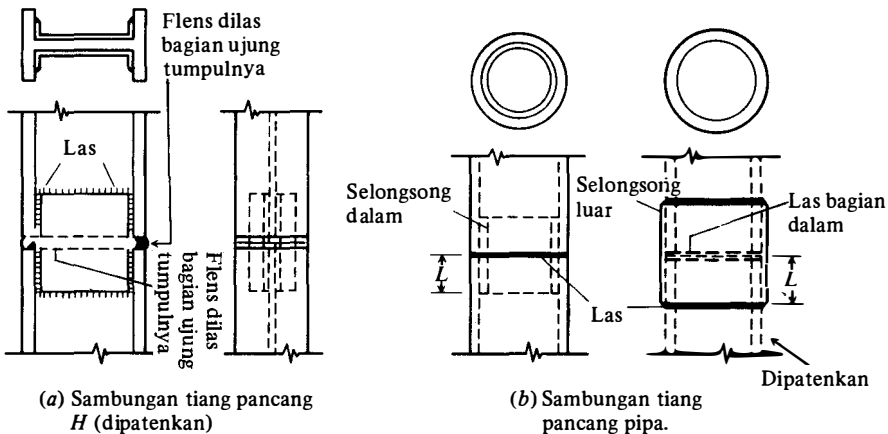
pemakaian baut. Kecuali untuk proyek-proyek kecil yang hanya membutuhkan sedikit tiang pancang, saat ini kebanyakan sambungan (splices) dibuat dengan penyambung-penyambung sambungan yang telah dibuat terlebih dahulu (dan dipatenkan). Untuk tiang pancang H, pelat-pelat badan (web plates) dibuat dalam bentuk dua saluran (channels) belakang-ke-belakang, dengan panjang yang cukup yang pas sekali dengan badan dan flens bagian dalam. Sambungan ini kemudian dilas ke badan tersebut memotong ujung-ujungnya dan flens-flensnya dilas bagian ujung tumpulnya untuk menyempurnakan sambungan. Penyambung-penyambung tiang pancang pipa terdiri dari sebuah cincin yang berbingkai (ledged ring) dengan suatu 10 sedikit lebih besar daripada pipa OD. Dua bagian pipa ini digabungkan bersandar pada bingkai atau les bagian dalam dan suatu ujung las dibuat melingkari pipa pada kedua ujung pembungan. Biasanya sambungan-sambungan ini akan membangun kekuatan tiang pancang dalam kompresi, tekanan, kelenturan (bending), dan geseran untuk memenuhi persyaratan kode bangunan umumnya.

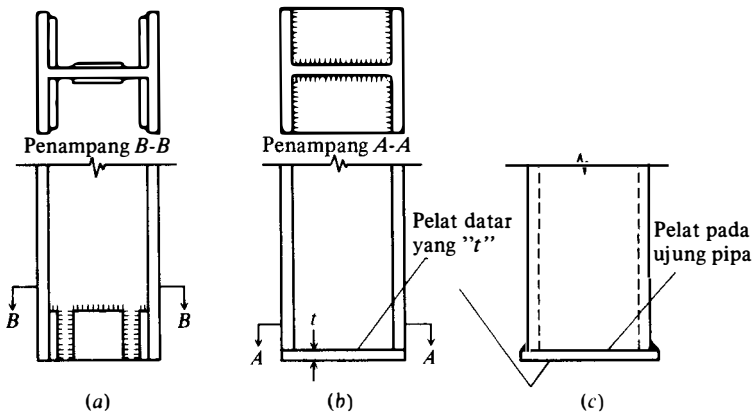
Bila sebuah tiang-pancang diberi sambungan-tiang untuk mengembangkan panjang penanaman yang memadai, maka semua peralatan yang diperlukan haruslah siap dipakai sehingga bila palu (martil) dihentikan maka sambungan tiang (Gambar 16-8) dapat dibuat dengan cepat. Jika hal ini tidak dilakukan (dan kadang-kadang jika hal ini dilakukan) maka tanah cenderung menahan (disebut "membeku") tiang-pancang, dan untuk melakukan pekerjaan pemancangan ulang sangat sukar barangkali tidak mungkin tanpa menukar palu dan dapat melibatkan kerusakan merusak bagian yang cukup parah pada bagian atas tiang pancang, ini merupakan sebuah fenomena yang tak tergantung pada jenis bahan tiang-pancang.

Jika puncak tiang-pancang baja tersebut ditanam dengan baik dalam sungkup (misalnya 150 mm atau lebih) maka pelat pemindah beban khusus tidak diperlukan [Ohio (1974)]. Di tempat di mana penanaman dibatasi atau untuk tujuan-tujuan khusus tertentu, maka pelat baja dapat dipateri pada puncak tiang-pancang untuk membantu pemindahan beban dan untuk memastikan bahwa tiang-pancang dan topi bekerja sebagai satu kesatuan (unit).

Jika dibandingkan dengan Gambar 16-9c dan Gambar 16-10d, maka terdapat sedikit perbedaan pada tahanan pancangan, yaitu apakah tiang-pancang pipa mempunyai titik pancangan (atau sepatu) yang datar atau berbentuk kerucut. Alasannya adalah, daerah tanah yang berbentuk baji mengembang di muka titik ujung yang datar kurang lebih seperti daerah *abc* dari Gambar 4-3 di bawah kaki yang tersebar. Juga ternyata bahwa tahanan pancangan dari sebuah pipa yang ujungnya terbuka kira-kira sama seperti tahanan

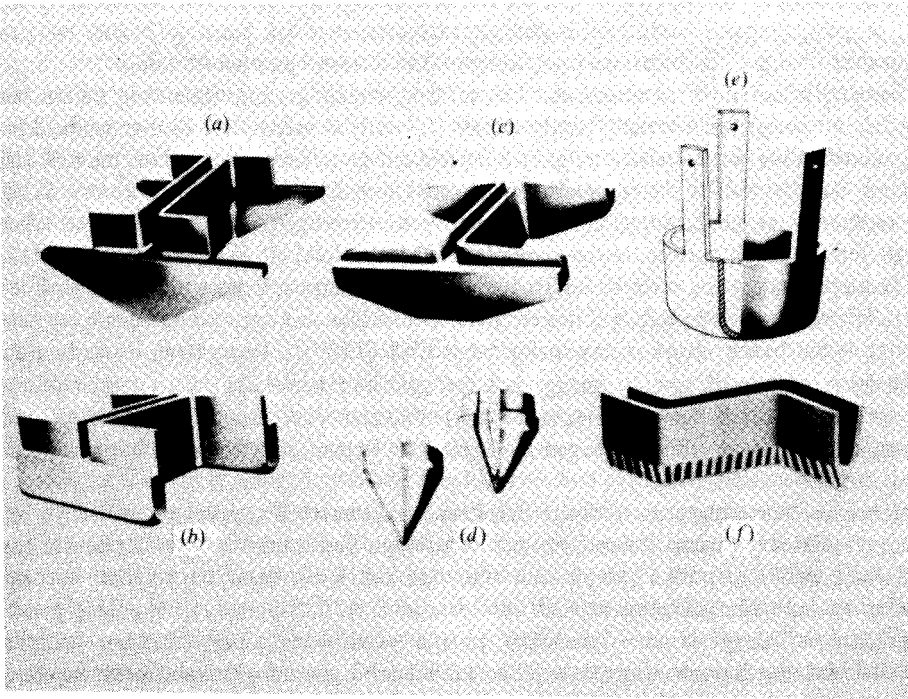
GAMBAR 16-8. Sambungan untuk H dan tiang pancang pipa.





GAMBAR 16-9 Ujung-runcing pendorong yang dibuat di pabrik atau dibuat langsung di tempat. Biaya pekerjaan membuat ujung-runcing ini umumnya tak ekonomis kecuali untuk sejumlah kecil ujung runcing. Perhatikan bahwa (c) akan merusak tanah keliling sehingga tahanan kulit direduksi dalam lempung (tanah liat) yang kaku.

GAMBAR 16-10 Ujung runcing yang tersedia secara komersial untuk beberapa jenis tiang-pancang. Ujung runcing tersedia juga dalam bahan baja berkekuatan lebih tinggi untuk pemanangan yang sangat keras. Ujung runcing yang tersedia secara komersial sebaiknya digunakan jika sejumlah besar tiang-pancang harus dipancang. (a), (b), dan (c) adalah ujung-ujung runcing untuk tiang-pancang H; (d) ujung runcing tiang-pancang pipa; (e) ujung runcing tiang-pancang kayu; (f) ujung runcing dinding papan turap [Diperoleh karena kebaikan (courtesy) dari Associated Pile and Fitting Corp.]



pancangan dari pipa yang ujungnya tertutup karena klos-sumbat (plug) tanah dalam pompa pipa (dengan gesekan yang dikembangkan dengan dinding) berperilaku serupa terhadap pelat pancangan (atau pelat tiang-pancang baja = driving plate).

Tiang-pancang H dan tiang-pancang pipa mungkin memerlukan penguatan ujung untuk menembus tanah-tanah keras atau tanah-tanah yang mengandung batu-batu tanpa menyebabkan kerusakan besar pada ujung tersebut. Gambar 16-9 menggambarkan ujung runcing yang dibuat di lapangan/di pabrik dan Gambar 16-10 menggambarkan beberapa ujung-runcing yang tersedia secara komersial. Ujung-ujung runcing yang tersedia secara komersial mungkin lebih ekonomis, jika dikaitkan (diasosiasikan) dengan biaya bekerja (buruh) dan pembuatannya, kecuali untuk hal-hal terisolir mungkin hanya satu atau dua ujung runcing yang diperlukan.

Beban perancangan yang diijinkan untuk sebuah tiang-pancang baja yang berdasarkan pada bahannya adalah:

di mana A_p = luas penampang tiang-pancang pada sungkup
 f_s = tegangan baja yang diijinkan (kode atau spesifikasi)

16-5 KOROSI TIANG-PANCANG BAJA

Pengkajian korosi untuk Biro Standar Nasional (Nasional Bureau of Standards [NBS (1962)]) pada dinding papan turap dan tiang-pancang dukung bagian bangunan bawah tanah menunjukkan bahwa jika tiang-pancang dipancang dalam deposit *tanah alamiah yang tak terganggu*, maka korosi tiang-pancang tidak cukup besar mempengaruhi kekuatan tiang-pancang secara nyata. Pengkajian ini meliputi tanah dengan nilai-nilai pH (pH yang lebih kecil dari 7 adalah "asam") di antara 2,3 sampai 8,6, dan resistivitas listrik antara 300 sampai 50200 ohm cm. Dari sini selanjutnya disimpulkan bahwa selama tanah tidak terganggu, maka karakteristik dan sifat-sifat tanah tidak penting. Bagian bangunan bawah tanah yang dikaji (dipelajari) telah digunakan antara 7 sampai 40 tahun.

Pengkajian ini juga menunjukkan bahwa tiang-pancang yang dipancang dalam tanah yang tak terganggu atau dalam tanah urugan (fill soil) akan cenderung mengalami korosi yang relatif lebih banyak dan mungkin memerlukan pemakaian cat (yakni, mencat tiang-pancang, dan kemudian mengkonstruksi urugan kembali). Hal ini terjadi karena konsentrasi oksigen yang lebih tinggi di dalam tanah yang terganggu. Tanah-tanah yang tak terganggu ternyata kekurangan oksigen, setelah beberapa kaki di bawah permukaan tanah.

Tiang-pancang yang terbuka ke air laut atau air buangan dengan pH yang jauh lebih besar dari 9,5 atau di bawah 4,0 memerlukan pemakaian cat atau lapisan penutup (encasement) dalam beton untuk melawan korosi [CERS (1969)]. Pernyataan ini pada umumnya berlaku juga untuk tiang-pancang yang terdapat beberapa kaki dalam daerah di mana garis air berfluktuasi. Sebagai alternatif dari pemakaian cat atau pelapisan beton, maka sambungan tiang dapat dibuat dengan menggunakan bagian yang sedikit lebih besar dalam daerah korosif.

Beberapa baja campuran tembaga dan baja berkekuatan tinggi yang kualitasnya lebih bagus memiliki daya tahan korosif yang cukup tinggi. Baja campuran-rendah berkekuatan tinggi jenis A690 memiliki hampir dua atau tiga kali lebih besar daya tahan korosinya terhadap air laut dibandingkan baja karbon biasa jenis A36. Sayangnya tiang-tiang pancang H berkekuatan tinggi jarang diperlukan karena pertimbangan-pertimbangan geoteknik (kapasitas dukung batuan atau daya tahan tanah) lebih memungkinkan untuk memasang tegangan-tegangan konstruksi yang diminta untuk baja dari pertimbangan-pertimbangan konstruksi seperti yang ditentukan oleh aturan-aturan yang diizinkan $f_a = 0,35$ sampai $0,5 F_y$. Sebagai contoh, jika tekanan batuan yang diizinkan maksimum untuk suatu tiang

pancang didirikan pada batuan adalah 10 ksi yang menentukan batas didalam tiang pancang H sebesar 10 ksi tanpa mem perhatikan F_y .

16.6 SIFAT-SIFAT TANAH UNTUK KAPASITAS TIANG-PANCANG STATIK

Parameter tanah yang diperlukan untuk analisis kapasitas tiang-pancang statik (dan kelompok) terdiri dari sudut gesekan dalam ϕ dan kohesi c . Ketidaksesuaian segera (immediate controversy) timbul karena beberapa perencana menggunakan tegangan yang tak disalurkan (tegangan total) di mana yang lain — khususnya akhir-akhir ini — menggunakan nilai-nilai tegangan efektif

Nilai sebuah guncangan, atau kembalinya ke keadaan elastik dari deformasi, dan konstanta-konstanta redam, diperlukan di mana dibuat analisis persamaan gelombang. Analisa tiang-pancang lateral, memerlukan modulus lateral dari reaksi tanah dasar (sub-grade reaction) atau modulus tegangan regangan lateral.

Parameter tanah dapat ditentukan dari percobaan triaksial di laboratorium pada contoh tanah yang "tak terganggu". Hal ini cukup memuaskan untuk tiang-pancang dalam lubang-lubang pra-bor (predrilled holes). Parameter-parameter yang dihasilkan kurang baik untuk tiang-pancang yang dipancang, karena tanah di daerah sekitar tiang-pancang baik untuk tiang-pancang yang dipancang, karena tanah di daerah sekitar tiang-pancang mengalami perubahan bentuk yang berlebihan dan perubahan didalam kandungan airnya dan biasanya pertambahan rapat-massa (density) (atau susunan partikel. Karena perubahan ini tidak dapat ditentukan, maka tidak ada gunanya untuk meniru dalam percobaan laboratorium massa massa kini dengan keyakinan apapun. Karena itu, jika uji laboratorium dilaksanakan, maka pengujian-pengujian ini dilakukan pada contoh-contoh 'tak-terganggu' yang insitu asli dengan pengalaman yang dipakai untuk mengekstrapolasi data ini untuk memperoleh parameter-parameter desain. Juga karena alasan-alasan ini terdapat beberapa peralihan untuk lebih banyak menggunakan CPT atau PMT-pengujian baling-baling tidak banyak dipakai — untuk memperoleh parameter insitu (di lapangan). Barangkali kebanyakan desain tiang pancang masih sangat tergantung pada harga-harga SPT N dalam pasir dan pengujian-pengujian kekuatan kompresi tak terbatas (penetrometer kantong, baling-baling laboratorium, torvane, atau pengujian-pengujian kompresi) untuk kekuatan kompresi tak-terbatas q_u , didalam endapan tanah kohesif. Harga-harga SPT N harus disesuaikan dengan prosedur-prosedur pemakaian praktis yang telah dipertimbangkan yang dijelaskan pada Bagian 3-7 sampai 3-9.

Tiang-pancang yang dipancang ke dalam massa tanah selalu menghasilkan perubahan bentuk tanah secukupnya di sekitar tiang-pancang (misalnya, tiga sampai lima diameter tiang-pancang). Pada saat ini, banyak parameter kekuatan tanah yang tak tersalurkan dihasilkan, yaitu yang mendekati nilai-nilai tersalur yang dapat diubah jika derajat kejenuhan S rendah. Tapi pada umumnya, diperlukan waktu (beberapa bulan sampai tahunan) sebelum beban perencanaan sepenuhnya ditetapkan. Di dalam kurun waktu (interval) ini maka tekanan pori yang berlebihan berdisipasi, dan parameter-parameter tanah yang tersalur diubah, sehingga mempunyai nilai terbaik untuk menjelaskan sifat-sifat tanah.

Kapasitas tiang-pancang untuk lempung lembek bertambah dengan waktu serta dengan kekuatan tertinggi yang didapat kembali dalam waktu antara 1 sampai 3 bulan [Flaate dan Selnes (1977), Orrje dan Broms (1967)]. Hal ini dapat dapat diterangkan, yaitu oleh tekanan pori yang tinggi dan efek volume yang berpindah yang menghasilkan penyaluran cepat dan konsolidasi tanah yang sangat dekat dengan tiang-pancang (satu daerah barangkali sekitar 50 sampai 200 mm) cenderung berkonsolidasi sampai kesuatu nilai yang sedemikian tinggi sehingga diameter efektif dari tiang-pancang bertambah sebesar 5 sampai 7 proses melebihi nilai yang sesungguhnya. Kandungan air yang berkurang yang diakibat-

kan oleh konsolidasi dalam daerah ini telah diamati selama beberapa waktu [lihat referensi yang terdapat di dalam Flaate (1972)]. Penambahan diameter efektif kemungkinan agak kecil dalam lempung yang sangat kaku dan/atau di dalam lempung yang telah mengalami konsolidasi; ternyata kapasitasnya dapat berkurang sedikit dengan waktu ketika tekanan lateral yang tinggi menghilang melalui rayapan (creep) selama satu periode waktu.

Tavenas dan Audy (1972) melaporkan penambahan kapasitas beban untuk tiang-pancang dalam pasir dengan penemuan kapasitas utama kembali terjadi dalam waktu kira-kira satu bulan. Penambahan kekuatan ini tidak dapat secara wajar didistribusikan kepada penyebaran tekanan pori yang berlebihan tetapi bisa berasal dari faktor-faktor setempat yang menyebabkan adesi serat terhadap tiang-pancang dan penyebaran sisa tegangan pancang.

Bahan pustaka tentang tiang pancang mengandung sejumlah besar kesimpulan-kesimpulan yang saling bertentangan yang diperoleh dari interpretasi-intepretasi yang benar dan tidak benar dari hasil-hasil pengujian beban terukur dan anomali-anomali tanah yang terjadi secara alamiah. Sebagai konsekwensinya korelasi statistik adalah sangat berguna.

Di tempat-tempat di mana tiang-tiang ditempatkan dalam lubang-lubang pra-bor, maka keadaan tanah yang ada tetap tinggal pada kondisi yang hampir tersalur. Kemunduran (kemerosotan = deterioration) kohesi yang mungkin ada pada bidang batas (interface) dari beton basah dan tanah dapat terjadi, tapi hal ini dapat diimbangi dengan penambahan kecil dalam diameter tiang-pancang, karena serat dalam tanah sekitarnya menjadi bagian dari poros tiang-pancang sewaktu semen berhidrasi. Kehilangan K_0 dari ekspansi dalam rongga sebagian dapat diimbangi oleh tekanan lateral yang dikembangkan dari beton basah yang mempunyai kerapatan yang lebih besar dari tanah.

16-7 KAPASITAS TIANG-PANCANG STATIK

Semua kapasitas tiang-pancang dapat dihitung dengan persamaan-persamaan yang berikut:

$$P_u = P_{pu} + \Sigma P_{si} \quad (\text{tekan}) \quad (16-5a)$$

$$T_u = \Sigma P_{si} + W \quad (\text{tarik}) \quad (16-5b)$$

di mana P_u = kapasitas tiang-pancang akhir (maksimum dalam tekanan-biasanya didefinisikan sebagai beban yang menghasilkan suatu pertambahan besar (atau kecepatan) penetrasi

T_u = kapasitas tarikan keluar akhir

P_{pu} = kapasitas titik akhir; dapat diabaikan untuk tiang pancang "terapung"

ΣP_{si} = kontribusi tahanan kulit (atau gesekan poros) dari beberapa lapisan yang ditembus oleh tiang pancang (lihat Gambar 16-11a) diabaikan untuk tiang-pancang "dukung-ujung".

W = berat tiang-pancang

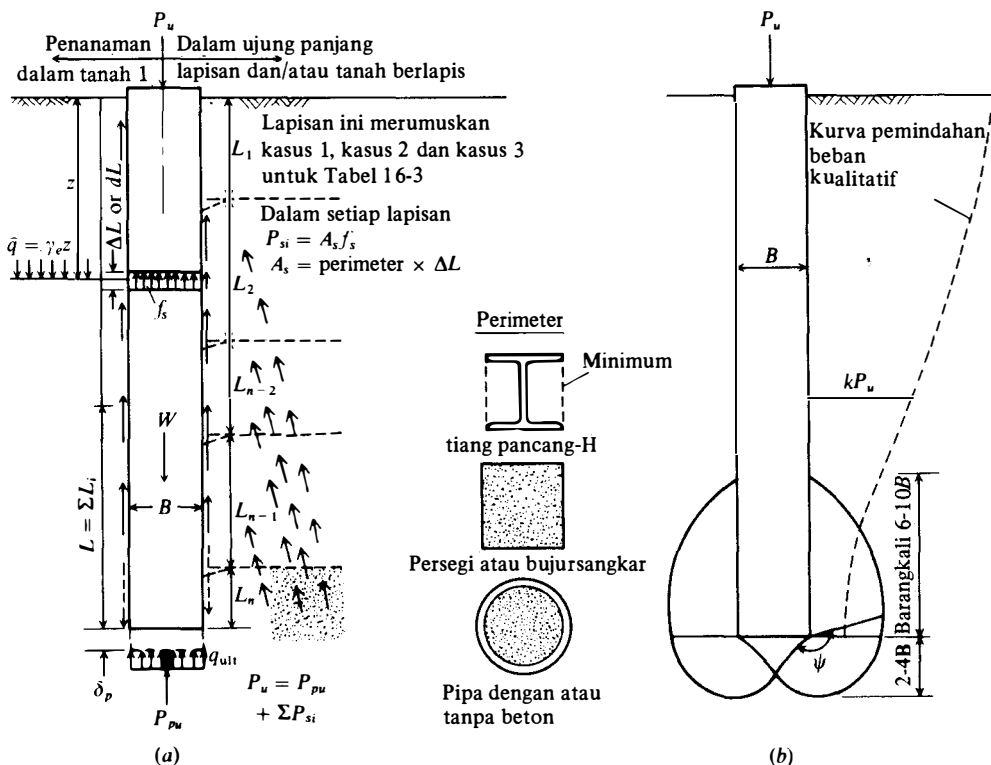
Kapasitas tiang-pancang yang diijinkan P_a atau T_a didapatkan dengan menerapkan suatu harga SF yang sesuai pada bagian-bagian sebagai berikut:

$$P_a = \frac{P_{pu}}{SF_p} + \frac{\Sigma P_{si}}{SF_s} \quad (\text{paling umum}) \quad (a)$$

atau dengan menggunakan suatu harga SF (paling umum) untuk mendapatkan

$$P_a = \frac{P_u}{SF} \quad (b)$$

$$T_a = \frac{T_u}{SF}$$



GAMBAR 16-11 (a) Pengembangan umum dari kapasitas tumpukan tunggal atau tanah berlapis juga tumpukan perimeter; (b) daerah kualitatif yang diperhatikan untuk kapasitas ujung ultimat.

Harga P_a atau T_a ini seharusnya cocok (compatible) dengan kapasitas yang didasarkan pada bahan tiang-pancang (kayu, beton, atau baja) yang ditinjau sebelumnya, SF_i menyatakan faktor-faktor keamanan yang umumnya mempunyai nilai yang terletak di antara 2,0 sampai 4 atau lebih, tergantung pada ketaktentuan perencanaan. Ada pendapat mengenai apakah SF_i seharusnya didasarkan pada mekanisme pengangkutan beban [Pers. (a)] atau berharga tunggal seperti yang digunakan di dalam Pers. (b). Pada umumnya faktor-faktor keamanan lebih besar dari faktor keamanan untuk pondasi yang tersebar, karena ketaktentuan yang lebih besar dari interaksi tanah-tiang-pancang serta dari kenyataan bahwa pondasi kemungkinan menjadi lebih mahal bila tiang-tiang pancang digunakan.

Walaupun Pers. (16-5) sudah tentu tidak mempunyai bentuk yang rumit, tapi penggunaannya untuk membuat ramalan kapasitas yang cukup dekat dengan pengujian beban seringkali merupakan keadaan yang menguntungkan. Hal ini disebabkan karena kesukaran-kesukaran di dalam menentukan sifat-sifat tanah di tempat dan yang berubah di dekat tiang-pancang setelah tiang-pancang tersebut dipancang atau diberlakukan dengan cara lain. Tambahan lain kevariabelan tanah, baik lateral maupun vertikal, yang dikopel dengan interaksi tanah — tiang-pancang yang rumit (complex), yang membentuk persoalan yang sukar untuk dianalisis.

Kapasitas tiang-pancang akhir P_u bukanlah jumlah-jumlah tahanan kulit akhir ditambah tahanan titik akhir. Tahanan kulit akhir, dihasilkan dari nilai slip relatif yang kecil di antara tiang-pancang dan tanah, di mana slip didefinisikan sebagai jumlah perbedaan

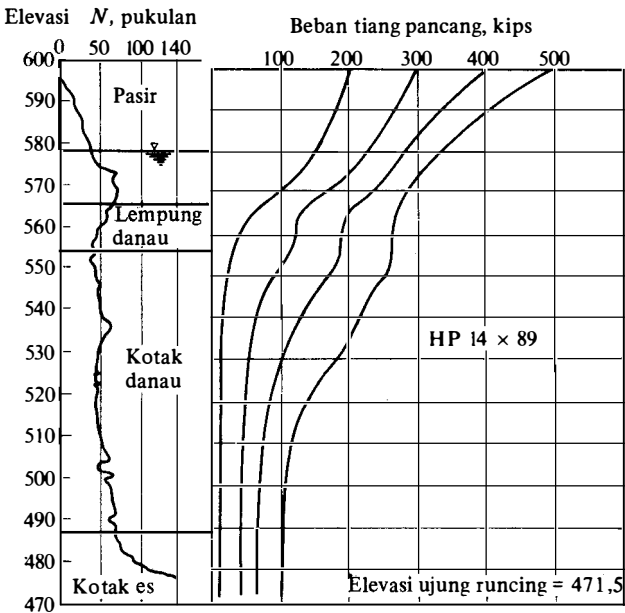
(accumulated difference) dalam regangan poros dari beban aksial dan regangan tanah, yang disebabkan oleh beban yang dipindahkan ke tanah tersebut melalui (dengan perantara) tahanan kulit. Slip ini semakin bertambah besar turun ke poros tiang pancang dengan bertambahnya beban. Di tempat di mana batas tahanan geser timbul yaitu pada slip besar di daerah bagian atas, bagian beban tersebut dipindahkan kembali ke dalam poros tiang-pancang, yang seterusnya akan menghasilkan sklip yang relatif besar pada kedalaman yang semakin besar. Gambar 16-19 menggambarkan geseran batasan akhir yang tergantung pada slip relatif. Sewaktu beban aksial ditambah maka tahanan kulit menjadi nilai batasan sepanjang poros tiang-pancang kecuali, barang-kali, didekat titik tersebut. Sekarang, keadaan tahanan akhir dihasilkan dengan cepat di dalam bahan yang mendasari ujung runcing karena ujung-runcing ini memindahkan atau mencoba memindahkan ke dalam tanah atau batuan. Kapasitas tiang-pancang pada waktu ini adalah kombinasi tahanan kulit akhir dan batas ditambah kontribusi titik. Pada perpindahan titik yang cukup besar (Gambar 16-11a) maka tahanan titik akhir telah dikembangkan sepenuhnya dan kapasitasnya didefinisikan oleh Pers. (16-5a). Perbedaan pokok untuk kapasitas tarikan keluar adalah bahwa tidak ada kapasitas titik sedangkan gaya yang diperlukan untuk memulai pengunduran konstan adalah tahanan kulit batas ditambah berat tiang-pancang, ditambah dengan pengisapan dekat dan pada titik tersebut didalam tanah-tanah basah. Walaupun demikian, pengisapan jarang dipertimbangkan dalam desain karena hal ini bersifat sementara (transient).

Walaupun sudah umum menghitung kontribusi tahanan kulit sebagai suatu nilai "rata-rata" pada satu atau dua pertambahan kedalaman, tapi korelasi yang lebih baik bisa didapatkan jika penjumlahan dibuat untuk setiap lapisan yang ditembus serta dengan menggunakan perkiraan yang terbaik dari parameter-parameter tanah yang dapat dipakai untuk lapisan tersebut. Perhatikan bahwa pertambahan normal dalam kerapatan tanah dengan kedalaman dapat menghasilkan beberapa "lapisan tanah" dan bukan satu lapisan yang sering digunakan.

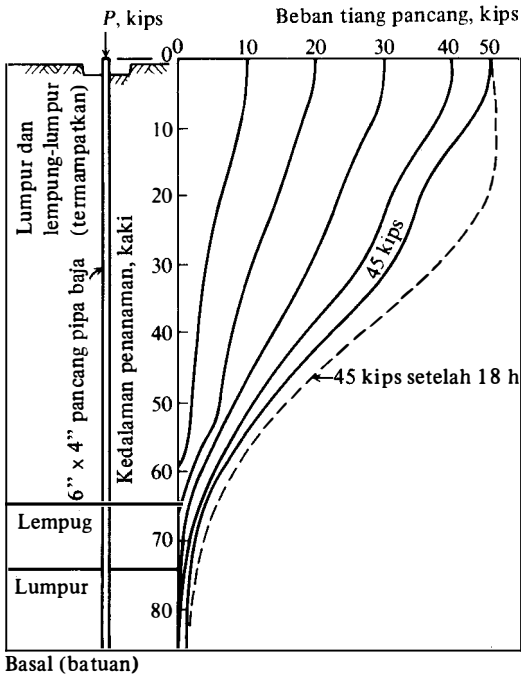
Pengkajian penurunan beban dan kurva perpindahan beban dari sejumlah pengujian beban menunjukkan bahwa slip yang mengembangkan tahanan kulit maksimum pada orde 5 sampai 10 mm [Whitaker dan Cooke (1966), Coyle dan Reese (1966), AISI (1975)] dan secara relatif tidak tergantung pada diameter poros serta panjangnya bagian yang tertanam, tapi mungkin tergantung pada parameter-parameter tanah. Perhatikan bahwa slip yang cukup pada setiap titik sepanjang poros untuk menggerakkan tahanan geser batas tidaklah sama seperti pergerakan ujung-tebal yang diukur dalam pengujian beban tiang-pancang (seperti digambarkan di dalam Gambar 17-6), tapi lebih besar dari slip untuk menghasilkan tahanan maksimum.

Mobil tahanan titik akhir memerlukan perpindahan titik pada orde 10 persen dari diameter ujung-ujung (B) untuk tiang-pancang yang dipancang dan hingga 30 persen dari diameter dasar untuk tiang beton cor-langsung serta untuk kaisan. Ini merupakan perpindahan titik total sedangkan dalam bahan yang lain dari batuan dapat mengikutsertakan perpindahan titik, diakibatkan oleh tegangan tahanan titik yang dipindahkan melalui tanah untuk menghasilkan penurunan tanah di bawah titik tersebut (bandingkan terhadap lintasan tegangan kualitatif di sebelah kanan dari Gambar 16-11a). Mungkin saja dalam jangkauan nilai (range) beban kerja, tahanan kulit merupakan mekanisme utama dalam semua tanah kecuali tanah yang paling lembek.

Karena tiang-pancang melepaskan beban ke tanah di sekitarnya dengan perantara tahanan kulit, maka beban tiang pancang akan berkurang dari puncak ke titik tersebut. Pemendekan elastis (dan slip relatif) akan menjadi lebih besar di dalam panjang poros bagian atas dari beban aksial yang lebih besar yang sedang diangkut. Pemeriksaan sejumlah besar kurva pemindah beban yang ditulis dalam literatur memperlihatkan bahwa pemin-



(a)

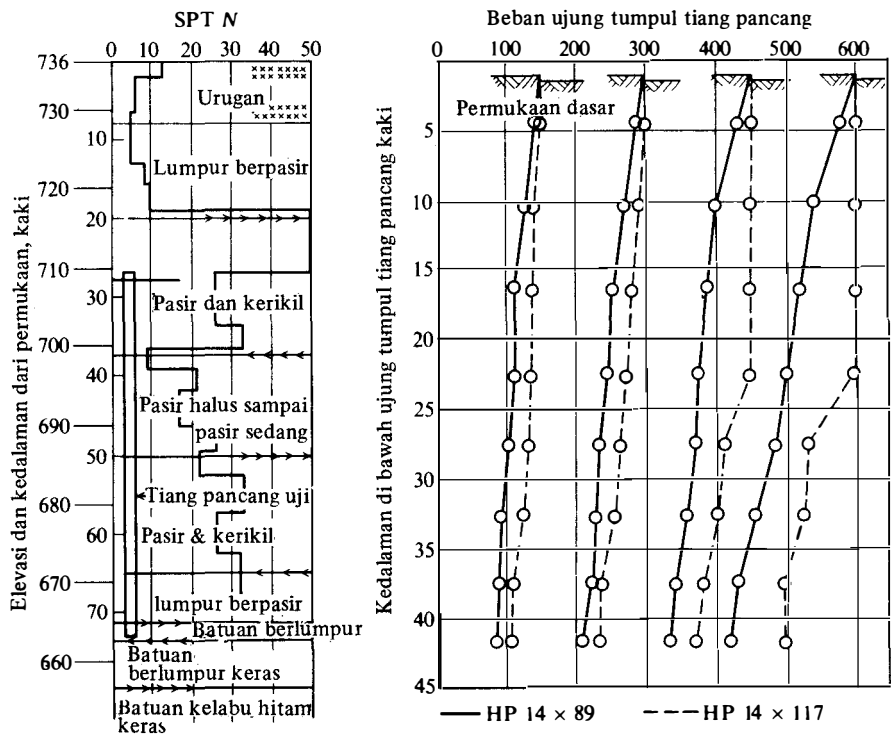


(b)

GAMBAR 16-12 (a) Kurva-kurva pemindahan beban untuk sebuah tiang-pancang H di dalam tanah kohesif. [Dari D'Appolonia dan Romualdi (1963)]. (b) kurva pemindahan beban untuk tiang-pancang di dalam tanah yang termampatkan yang memperlihatkan bahwa pemindahan tergantung pada waktu. [Francis dan kawan-kawan (1961).]

dahan beban kira-kira berbentuk parabolik dan berkurang dengan kedalaman untuk tanah-tanah kohesif (Gambar 16-12a). Tapi, pemindahan beban hampir linear untuk tanah-tanah tak berkohesi beserta bentuknya, tergantung pada kedalaman penanaman untuk semua bahan. Umumnya sebuah tiang-pancang pendek akan memperlihatkan kurva pemindahan beban yang lebih linear dibandingkan sebuah tiang-pancang yang panjang; tapi, agak spekulatif karena tidak banyaknya tiang-pancangnya dibuat dengan alasan-alasan yang cukup jelas. Kurva-kurva pemindahan beban yang semakin tidak linear mungkin disebabkan oleh tekanan beban tambahan (overburden) menambah kekakuan tanah dengan kedalaman. Kurva-kurva pemindahan beban baik untuk tiang pancang dukung berujung pendek maupun untuk tiang-pancang gesekan panjang, mendekati linear vertikal pada ujung tebal di mana slip relatif dan cincin-gantung (whip) pendorong adalah demikian besar sehingga tanah di bagian atas dapat mengangkat beban sangat sedikit. Gambar 16-13 menggambarkan kasus di mana daerah sebelah atas mengangkat sangat sedikit beban pada beban tiang-pancang yang lebih tinggi. Banyaknya beban yang diangkut oleh titik di bawah setiap pembebanan ujung tebal tergantung pada tanah di sekitarnya, panjang, dan kekakuan (AE/L) dari tiang-pancang dan beban sesungguhnya yang diangkut. Debit beban (load duration) dapat merupakan faktor penting untuk tiang-pancang dukung ujung yang menembus tanah lembek seperti diperlihatkan dalam gambar 16-12b. Pemeriksaan Gambar 16-12 dan Gambar 16-13 menunjukkan bahwa suatu tafsiran (interpretasi) diperlukan untuk memperkirakan pemindahan beban pada tiap penambahan kedalaman. Tiang-tiang pancang dalam Gambar 16-13 berada pada tempat yang sama, tetapi pada beban yang lebih tinggi terdapat perbandingan kecil di dalam bentuk kurva-kurva pemindahan beban.

GAMBAR 16-13 Pemindahan beban untuk tiang-pancang H yang panjang di dalam pasir. Perhatikan bahwa sifat HP 14 × 117 agak banyak berbeda dari HP 14 × 89 pada beban-beban yang lebih tinggi. [Menurut D'Appolonia (1968)].



Bila sebuah tiang pancang dipancang ke dalam tanah kohesif maka responsnya akan tergantung pada beberapa faktor [Tomlinson (1977)] seperti:

1. Volume tanah yang dipindahkan oleh tiang-pancang. Beton, pipa berujung tertutup dan tiang-pancang kayu memindahkan volume tanah yang relatif besar terhadap pipa berujung terbuka dan tiang-pancang H. Meskipun demikian, perhatikan bahwa pembentukan sumbat antara badan-flens tiang pancang H dan bagian-dalam pipa berujung terbuka dapat menghasilkan efek suatu tiang pancang pemindahan pada kedalaman penetrasi sebesar L .
2. Jumlah dan jenis bahan beban tambahan. Tiangpancang yang menembus tanah tak berkoheksi ke dalam lempung akan cenderung menyeret butiran-butiran pasir kedalam tanah kohesif hingga kedalaman kira-kira 20 diameter tiang-pancang. Bahan ini akan tertahan dalam rongga di sekitar garis keliling yang disebabkan oleh cincin gantung pendorong (driving whip) dan cenderung memperbesar tahanan kulit.
3. Tiang-pancang yang menembus sebuah lempung lembek ke dalam lapisan lebih rendah yang lebih kaku akan menyeret (atau mengalirkan) film dari bahan yang lebih lembek ke dalam rongga keliling ke kedalaman kira-kira 20 diameter tiang-pancang. Tapi, penyeretan ini mungkin tidaklah serius, karena penutup retakan akan mengkonsolidasikan bahan ini sehingga adesi yang dihasilkan akan jauh lebih tinggi dibandingkan dalam lembek yang atas.
4. Tiang-pancang bervolume besar yang menembus sebuah lapisan lempung kaku cenderung membentuk retakan-retakan permukaan yang besar yang memancar keluar dari tiang-pancang sehingga sehingga adesi di dalam 20 diameter tiang-pancang paling atas acapkali tidak tertentu. Umumnya penembusan 1,2 sampai 1,8 m yang teratar seharusnya diabaikan jika menghitung tahanan kulit dalam lempung yang kaku.
5. Lempung kaku cenderung mengalir dan mengisi setiap retakan yang terbentuk selama pemancangan. Setelah pemancangan dan tekanan pori yang berlebih telah disebar-kan, maka tahanan kulit cenderung menjadi lebih besar dari nilai semula. Dipercayai bahwa konsolidasi yang cukup banyak terjadi akan menghasilkan tahanan kulit yang lebih tinggi. Inilah dasar rasional (atau dasar pemikiran) bagi faktor α yang diusulkan oleh Tomlinson yaitu menjadi lebih besar dari 1 bila s_u tidak melebihi 50 kPa.

16-8 KAPASITAS TITIK TIANG-PANCANG STATIK AKHIR

Kapasitas titik tiang pancang statis akhir dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan kapasitas dukung yang diberikan dalam Tabel 4-1 pada Bab 4. Istilah N_γ biasanya diabaikan karena lebar dasar tiang pancang B tidak besar. N_γ ini tidak dapat diabaikan jika dasar tiang pancang yang diperbesar digunakan. Kapasitas dukung titik yang dihitung sangat bervariasi karena sedikit perjanjian didalam faktor-faktor kapasitas dukung N_i . Kita akan melihat beberapa harga yang lebih populer tetapi tidak ada rekomendari khusus yang diberikan untuk harga-harga yang 'terbaik' karena kebiasaan setempat atau pilihan perencana tersendiri biasanya menentukan harga-harga yang dipilih/digunakan.

Seperti yang telah disebutkan terdahulu, parameter tanah mungkin merupakan hasil pengujian laboratorium terhadap contoh-contoh yang 'tak-terganggu' tetapi yang lebih sering adalah data kompresi tak-terbatas dari suatu pengujian SPT atau data pengujian penetrasi kerucut. Secara umum kapasitas titik dapat dihitung sebagai:

$$P_{pu} = A_p(cN'_c + \eta \bar{q}N'_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma s_y) \quad (16-6)$$

di mana A_p = daerah titik tiang pancang efektif dalam pendudukan, yaitu pada umumnya meliputi setiap 'sumbat'.

c = kohesi (atau kekuatan geser tak-tersalur s_u)

- B = dasar tiang pancang (biasanya hanya dipakai jika titik diperbesar)
 N_c = faktor kapasitas dukung untuk kohesi yang disesuaikan dengan bentuk dan kedalaman. Bila $\phi = 0$, $c = s_u$ dan N'_c seringkali diambil sebesar 9.
 N'_q = Faktor kapasitas dukung untuk akibat-akibat kelebihan beban (overburden effects) $\bar{q} = \gamma L$ dan termasuk efek-efek bentuk dan kedalaman.
 $N'\gamma$ = faktor kapasitas dukung untuk lebar dasar = $N\gamma$ karena faktor ini tidak dipengaruhi oleh efek kedalaman.
 \bar{q} = Tegangan vertikal efektif (tekanan beban tambahan) pada titik tiang pancang.
 η = 1 untuk semuanya kecuali faktor-faktor vesic N (1975) di mana

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

dan K_0 = koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam yang didefinisikan pada Bab 2.

Faktor-faktor kapasitas dukung ini didasarkan pada parameter-parameter tanah in situ permulaan dan bukan parameter tanah yang direvisi kemudian dari efek-efek peman-cangan (yang tidak akan diketahui pada tahap perencanaan permulaan).

Dengan mengabaikan faktor $N'\gamma$ dan membuat penyesuaian untuk berat tiang pancang, Persamaan (16-6) dapat ditulis sebagai berikut:

$$P_{pu} = A_p[cN'_c + \eta\bar{q}(N'_q - 1)] \quad (16-6a)$$

Persamaan ini memberikan $c = s_u$ dan $\phi = 0$ harga-harga $N'_q = 1$ dan kapasitas titik tiang pancang akhir adalah:

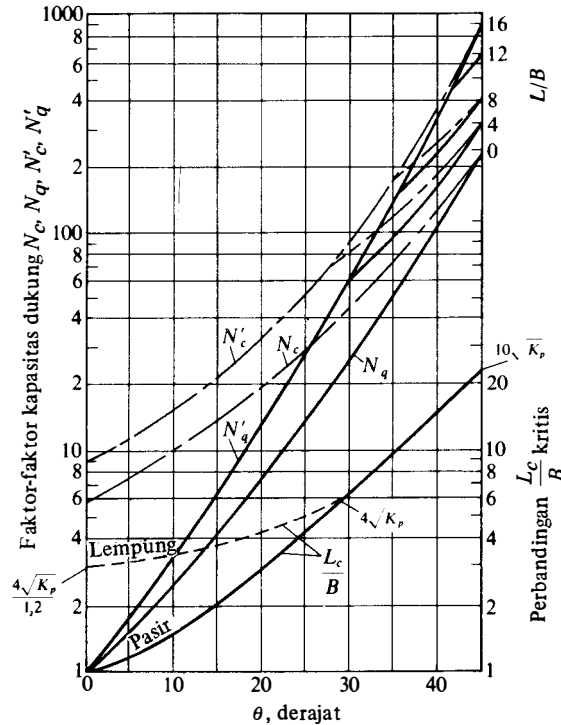
$$P_{pu} = A_p(9s_u) \quad (b)$$

Kebanyakan perancangan menggunakan N_q dan bukan N_q^{-1} untuk $\phi > 0$ karena faktor N_q tersebut dikurangi 1 adalah terlalu banyak penghalusan. Di dalam merancang kapasitas titik akhir dibagi dengan harga yang sesuai SF = 1,5 sampai 3.

Faktor-faktor kapasitas dukung Hansen dari Tabel 4-4 dapat digunakan bersama-sama dengan faktor-faktor kedalaman dan bentuk dari Tabel 4-5 dengan suatu tingkat kepercayaan yang kurang lebih sama baiknya dengan prosedur lainnya. Pendapat ini didasarkan atas hasil-hasil yang diperoleh oleh Coyle dan Castello (1981) yang menghitung kembali kapasitas-kapasitas titik dari sejumlah besar tiang pancang dalam pasir. Kita perhatikan bahwa faktor $\tan^{-1} L/B$ di dalam faktor-faktor kedalaman d_c dan d_q tidak mengizinkan suatu pertambahan yang tak terbatas dalam kapasitas dukung dengan kedalaman.

Meyerhof (1951, 1976) telah mengusulkan faktor-faktor kapasitas dukung N'_c , dan N'_q , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16-14. Faktor-faktor ini memasukkan efek-efek bentuk dan kedalaman dan diberikan sebagai suatu kisaran (sebagai contoh, dari N_q sampai N'_q , N_c sampai N'_c). Tabel tersebut merupakan suatu gabungan pengujian-pengujian beban tiang pancang dari berbagai sumber. Meyerhof juga menggunakan perbandingan kedalaman kritis L_c/B yang pada dasarnya berarti bahwa jika kedalaman penanaman melebihi perbandingan kedalaman kritis, kapasitas dukung (dan tahanan kulit) mencapai suatu harga batas. Perhatikan bahwa mungkin terdapat suatu kedalaman kritis untuk tahanan sisi dan suatu harga yang berbeda untuk titik-terutama jika titik ini menekan ke dalam tanah yang lebih keras atau suatu lapisan pasir yang padat, dan serupa. Pendukungan titik batas di dalam tanah tanpa kohesi diberikan untuk $L/B \geq L_c/B$ sebagai

$$P_{pu} = A_p\bar{q}N'_q \leq A_p(50N'_q) \tan \phi \quad (\text{kN}) \quad (c)$$



GAMBAR 16-14 Faktor-faktor-faktor kapasitas dukung untuk pondasi yang dalam [Diambil dari Meyerhof (1976)]

Contoh 1 : $L = 15$ m (49 kaki)
 $B = 0,46$ m (18 inci)
 $\phi = 35^\circ$

Cari $L_c/B = 10$ pada $\phi = 35$ pada kurva kedalaman kritis

Hitung $15/0,46 = 32,6$

Karena $32,6 \gg 10$ dapatkan N'_q dan N'_c secara langsung sebagai $N'_q \cong 140$; $N'_c \cong 180$

Contoh 2 : Sama seperti Contoh 1 tetapi $s_u = 600$ kPa ($\phi = 0$)

Dari $L/B = 32,6$ dapatkan $N'_c = 9$ dan $N'_q = 1$

Contoh 3 : Sama seperti Contoh 1 tetapi $c = 100$ kPa, $\phi = 20^\circ$

$L_c/B = 4,1$ (kurva garis putus-putus untuk lempung)

$L_c/B = 32,6$ jadi

$N'_q = 7$ sampai 14 gunakan 10

$N'_c = 20$ sampai 32 gunakan 26

Di sini memakai harga-harga pertengahan antara ekstrim-ekstrim

Meyerhof juga menggunakan $9s_u$ sebagai tahanan batas untuk lempung ($\phi = 0$). Dalam menggunakan faktor-faktor N Meyerhof

1. Hitung $R_1 = L/B$ dan dapatkan $R_2 = L_c/B$ dari kurva-kurva kedalaman teoritis pada sudut ϕ yang diketahui.
2. Masukkan kurva-kurva sudut tersebut dengan ϕ . Jika $R_1 > 0,5 R_2$ dan ϕ kurang dari kira-kira 30° maka didapat faktor-faktor N'_c , N'_q secara langsung. Jika $R_1 < 0,5 R_2$ maka gunakanlah pertambahan perbandingan linier antara kurva-kurva terendah dan N_i paling atas berikut ini

$$N'_c = N_c + (N'_c - N_c) \frac{R_1}{0,5R_2}$$

3. Jika $\phi > 30^\circ$, dan tergantung pada L/B , proyeksikan ke kurva reduksi seperti yang ditunjukkan pada bagian kanan atas dari Gambar 16-14 dan interpolasikan sebagai mana diperlukan

Kisaran antara N_i dan N'_i dimaksudkan untuk mempertanggungjawabkan faktor-faktor tempat lainnya seperti pasir padat atau pasir yang lepas, tanah-tanah dengan tingkat kompresibilitas yang bervariasi, untuk lempung harga OCR.

Menurut Vesic (1975) faktor-faktor kapasitas dukung N'_c dan N'_q dapat dihitung sebagai berikut:

$$N'_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\} \quad (d)$$

Indeks ketegaran I_{rr} yang direduksi di dalam persamaan ini dihitung dengan menggunakan regangan volumetrik ϵ_v [lihat Pers (d) dari Bag. 2-14] sebagai

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon_v I_r} \quad (e)$$

Indeks ketegaran I_r dihitung dengan menggunakan modulus geser G_s dan kekuatan geser s dari tanah sebagai

$$I_r = \frac{G'}{c + \bar{q} \tan \phi} = \frac{G'}{s} \quad (f)$$

Jika kondisi-kondisi tanah tak tersalur atau tanah berada dalam keadaan mampat, maka suku ϵ_v dapat diambil sama dengan nol dan $I_{rr} = I_r$. Perkiraan-perkiraan untuk I_r dapat diketjakan sebagai berikut:

Tanah	I_r
Pasir ($D_r = 0,5 - 0,8$)	75 – 150
Lumpur	50 – 75
Lempung	150 – 250

Gunakan nilai-nilai yang lebih rendah untuk tegangan normal rata-rata efektif yang mempunyai nilai rata-rata *lebih tinggi* ($\pi \bar{q}$).

Karena metode Vesic didasarkan pada teori ekspansi rongga, sifat ujung tiang pancang adalah serupa dengan sifat dari CPT. Berdasarkan hal ini Baldi dan kawan-kawan (1981) mengusulkan persamaan berikut ini untuk I_r :

Untuk ujung Kerucut Belanda (lihat Gambar 3-14a)

$$I_r = \frac{300}{f_R} \quad (16-7)$$

Untuk Kerucut Listrik (lihat Gambar 3-15a)

$$I_r = \frac{170}{f_R} \quad (16-7a)$$

di mana f_R = perbandingan gesekan dalam persen ditentukan oleh Pers. (3-8).

Faktor kapasitas dukung N'_c dihitung seperti Tabel 4-1 sebagai

$$N'_c = (N'_q - 1) \cot \phi \quad (g)$$

Jika $\phi = 0$ (kondisi tak tersalur)

$$N'_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (h)$$

Untuk masalah yang sama, Meyerhof tampaknya menggunakan:

$$N'_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + 1 \quad (i)$$

Janbu (1976) menghitung N'_q (dengan sudut ψ dalam radian) sebagai berikut:

$$N'_q = (\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi})^2 \exp(2\psi \tan \phi) \quad (16-8)$$

N'_c dapat diperoleh dari Persamaan (g) untuk $\phi > 0$. Gunakan $N'_c = N'_c = 5,74$ pada $\phi = 0$. Nilai ψ diperlihatkan dalam Gambar 16-11b dan dapat berubah dari 60° di dalam tanah kompresibel lembek ke 105° di dalam tanah yang mampat. Tabel 16-2 memberi jangkauan nilai yang dipilih dari N'_c dan N'_q dengan menggunakan persamaan Vesic dan persamaan Janbu faktor kapasitas dukung Janbu tidak jauh berbeda dari N'_c .

American Petroleum Institute (API (1984)) telah merumuskan rekomendari-rekomendari untuk desain tiang pancang dalam bentuk parameter-parameter desain tiang pancang dalam pasir, lanau, lanau pasir, dan kerikil berdasarkan pada diskripsi tanah yang berkisar dari pada yang sangat lepas sampai pasir sangat padat. Publikasi ini menyarankan menggunakan N'_q berkisar dari yang rendah 8 untuk pasir yang sangat lepas sampai 50 untuk kerikil padat atau pasir sangat padat. Tabel tersebut diberi catatan kaki bahwa harga-harga hanya dimaksudkan sebagai pegangan saja. Harga-harga ini kelihatannya agak lebih rendah dibandingkan dengan rekomendasi dari kebanyakan pihak yang berwenang — terutama jika mempertimbangkan bahwa tiang-tiang pancang yang dipancangkan ke dalam pasir lepas akan memadatkannya dengan secukupnya di dalam hampir semua keadaan. Suatu telah mengenai beberapa pengujian beban tiang pancang oleh Endley dan kawan-kawan menunjukkan harga-harga yang disarankan (tidak diharuskan) oleh API untuk N'_q adalah kira-kira sebesar 50 persen terlalu rendah.

Untuk data pengujian penetrasi standar (SPT = standard penetration test) maka Meyerhof (1956, 1976) mengusulkan bahwa

$$P_{pu} = A_p(40N) \frac{L_b}{B} \leq A_p(400N) \quad \text{kN} \quad (16-9)$$

di mana N = Nilai rata-rata statistik dari bilangan-bilangan SPT dalam daerah kira-kira $8B$ di atas sampai dengan $3B$ di bawah titik tiang-pancang (lihat Gambar 16-11b). B = lebar atau diameter tiang-pancang. Kita bisa juga menggunakan koreksi yang dapat digunakan ke N (lihat Bab 3) sebelum mengambil nilai rata-rata anggaplah $N = N_{55}$

TABEL 16-2 Faktor-faktor kapasitas dukung N'_c dan N'_q oleh persamaan Janbu dan persamaan Vesic; faktor bentuk S_c sebesar 1,3 dapat digunakan dengan N'_c dari Janbu.

ϕ	Janbu			Vesic				
	$\psi = 75^\circ$	90	105	$I_{rr} = 10$	50	100	200	500
0°	$N'_q = 1,00$ $N'_c = 5,74$	1,00 5,74	1,00 5,74	$N'_q = 1,00$ $N'_c = 6,97$	1,00 9,12	1,00 10,04	1,00 10,97	1,00 12,19
5	1,50 5,69	1,57 6,49	1,64 7,33	1,79 8,99	2,12 12,82	2,28 14,69	2,46 16,69	2,71 19,59
10	2,25 7,11	2,47 8,34	2,71 9,70	3,04 11,55	4,17 17,99	4,78 21,46	5,48 25,43	6,57 31,59
20	5,29 11,78	6,40 14,83	7,74 18,53	7,85 18,83	13,57 34,53	17,17 44,44	21,73 56,97	29,67 78,78
30	13,60 21,82	18,40 30,14	24,90 41,39	18,34 30,03	37,50 63,21	51,02 86,64	69,43 118,53	104,33 178,98
35	23,08 31,53	33,30 46,12	48,04 67,18	27,36 37,65	59,82 84,00	83,78 118,22	117,34 166,15	183,16 260,15
40	41,37 48,11	64,20 75,31	99,61 117,52	40,47 47,04	93,70 110,48	134,53 159,13	193,13 228,97	311,50 370,04
45	79,90 78,90	134,87 133,87	227,68 226,68	59,66 53,66	145,11 144,11	212,79 211,79	312,04 311,04	517,60 516,60

L_b/B = perbandingan kedalaman rata-rata dari sebuah titik. Boleh jadi lebih kecil dari L/B yang sebenarnya dalam tanah-tanah yang berlapis.

Untuk data penetrasi kerucut (cone) dengan $L/B \geq 10$ beban titik adalah

$$P_{pu} = A_p q_c \qquad \text{(satuan dari } q_c \text{)} \qquad (16-10)$$

di mana q'_c merupakan nilai rata-rata statistik dari tahanan titik kerucut seperti dalam daerah N dari Pers. (16-9).

Ringkasan Kapasitas Titik Tiang Pancang

Kita dapat menghitung kapasitas titik tiang pancang akhir dengan menggunakan Pers. (16-6), (16-9), atau (16-10) tergantung dari data yang tersedia. Masalah utama dalam menggunakan Pers. (16-6) adalah mendapatkan jalan untuk sudut gesekan dalam ϕ yang dapat dipercaya dan berat satuan tanah. Kita mempunyai paling sedikit empat cara/metode untuk mendapatkan faktor-faktor N : Tabel 4-1, dan dengan metode Meyerhof, Vesic, atau Janbu. Kita harus memperhatikan bahwa Gambar 2-25 menunjukkan bahwa ϕ dapat berkurang sampai beberapa derajat antara harga-harga laboratorium dalam kisaran umum harga-harga sel triaksial dari 70 sampai 150 kPa dan harga-harga lapangan pada titik tiang pancang yang mungkin 20 atau 30 meter ke bawah dan mempunyai suatu tegangan normal efektif yang sangat besar. Dapat dilihat bahwa N_q dalam Tabel 4-4 lebih dari dua kali dari harga $\phi = 34^\circ$ sampai 40° . Harga-harga Meyerhof yang ditunjukkan dalam Gambar 16-14 juga menunjukkan suatu perubahan besar dalam N_q pada sudut-sudut ϕ yang lebih besar.

Contoh 16-1. Suatu tiang pancang dengan $L = 25$ m didirikan di atas endapan pasir agak kasar yang padat yang mempunyai harga rata-rata $N_{70} = 30$ di dalam daerah pengaruh kira-kira 2 m di atas ujung sampai 3 m di bawah ujung. Tiang pancang ini adalah HP360 \times 174 dengan $d \times b = 360,9 \times 378,1$ mm.

Diminta : Taksir harga kapasitas titik P_{pu} .

Pemecahan: $A_p = b \times d$ (dengan menganggap sumbat di antara flens) $= 0,361 \times 0,378 = 0,136 \text{ m}^2$.

dengan Persamaan (16-9) secara langsung didapatkan

$$P_{pu} = A_p (40 \times N_{55}) L/B$$

Kita harus mengubah N_{70} untuk mendapatkan $N_{55} = N_{70} (70/55) = 30 (70/55) = 38$

$$P_{pu} = 0,136(40 \times 38) \left(\frac{3}{0,36} \right) = 1720 \text{ kN}$$

perhatikan L/B ini adalah perbandingan untuk lapisan dukung titik. Batas yang direkomendasikan maksimum dari P_{pu} adalah:

$$P_{pu} = 400 N A_p = 400(38)(0,136) = 2070 \text{ kN} > 1720 \text{ di atas}$$

Pada titik ini disarankan untuk menggunakan $P_{pu} = 1720$ kN. Kita juga akan menggunakan Pers. (16-6):

Untuk $N_{70} = 30$, taksir $\phi = 36$ dari Tabel 3-4 (harga dapat berkisar dari 36 sampai 50°).

Dari hal yang sama untuk Tabel 4-4 didapatkan $N_q = 37,7$ dan faktor kedalaman $= 0,247$

Dari Gambar 16-14 diperoleh $N_q \cong 60$ karena L/B sedikit lebih kecil daripada $L_c/B = 10$

Dari Vesic pada $I_{rr} = 100$ (untuk pasir) diperoleh $N'_q \cong 90$

Dari Janbu pada $\psi = 90^\circ$ diperoleh $N_q \cong 39$

Faktor kedalaman untuk persamaan-persamaan pada Bab 4 (Gambar 16-14 sudah termasuk faktor kedalaman) adalah:

$$d_q = 1 + 0,24 \tan^{-1} \frac{L}{B} \quad \left(\text{di sini } \frac{L}{B} = \text{harga penuh dari } \frac{25}{0,361} = 69,25 \right)$$

$$d_q = 1 + 0,247 \tan^{-1} 69,25 = 1,384$$

Dari data, perlu untuk membuat penaksiran yang wajar untuk I_{rr} dan sudut Janbu ψ . Kita juga harus menaksir berat satuan rata-rata dari 25 m tanah dari permukaan tanah sampai keujung tiang pancang. Karena adanya air pada 5 m ke bawah ambil harga rata-rata $\gamma = 9,00 \text{ kN/m}^3$.

$$\begin{aligned} \text{Dengan Bab 4} \quad : \quad P_{pu} &= 0,136 (25 \times 9 \times 1,384) N_q = 42,4 N_q \\ &= 42,4 (37,7) = 1598 \text{ kN.} \end{aligned}$$

$$\text{Dengan Vesic:} \quad \text{harus lebih dahulu menghitung } \eta = \frac{1 + 2(1 - \sin \phi)}{3} = 0,608$$

$$P_{pu} = A_p \eta q N'_q \text{ (tidak memakai } N_q^{-1} \text{)}$$

$$P_{pu} = 0,136 (0,608) (25 \times 9) N'_q = 0,608 (30,6) 90 = 1680 \text{ kN.}$$

Karena $L/B \cong L_c/B$ periksa P_{pu} "batas" Meyerhof dari pers. (c)

$$P_{pu} = A_p (50 N'_q) \tan \phi = 0,136 (50 \times 60) \tan 36^\circ$$

Suatu pertanyaan yang baik adalah berapa harga sekarang yang digunakan untuk P_{pu} . Tampaknya suatu harga yang wajar adalah 1228 (Katakanlah, 1230 kN); meskipun demikian, kita dapat merata-ratakan semua harga dan memakai 1575 kN. Kapasitas titik "Batas" Meyerhof tampaknya terlalu rendah.

Kita dapat segera melihat bahwa persamaan kapasitas dukung dari Bab 4 dengan faktor kedalaman d_q memberikan suatu harga yang kurang lebih sama baiknya seperti metode-metode lain yang disarankan dan kira-kira sama mudahnya untuk dipakai seperti prosedur lainnya. Desain $P_p = P_{pu}/SF$ di mana SF berkisar dari 1,5 sampai 4.

16-9 KAPASITAS TAHANAN KULIT

Bagian tahanan kulit dari Pers. (16-5) sekarang dihitung dengan menggunakan kombinasi tahanan total dan tahanan efektif atau hanya tahan efektif. Terbukti bahwa dengan hanya menggunakan tegangan efektif maka dihasilkan korelasi ramalan pengujian beban yang lebih baik; tapi, kedua metode tersebut sudah dipakai secara luas. Preferensi penggunaan metode yang digunakan tergantung pada basis data dari keberhasilan penggunaannya dalam sebuah tempat/perencanaan.

Ada tiga prosedur yang digunakan sekarang ini dengan kedua metode umum tersebut untuk menghitung tahanan kulit dari tiang-pancang dalam tanah kohesif. Metode-metode ini dinamai metode α metode λ dan metode β untuk faktor-faktor yang digunakan dalam bagian kapasitas tahanan kulit dari Persamaan (16-5). Metode β digunakan juga untuk tiang-pancang dalam tanah tak berkoheksi. Dalam semua hal (kasus) maka kapasitas tahanan kulit dihitung sebagai

$$P_s = \Sigma A_s f_s \quad (\text{satuan dari } f_s) \quad (16-11)$$

dimana A_s = luas permukaan efektif di mana f_s bekerja dan dihitung sebagai keliling \times pertambahan penanaman ΔL Lihat Gambar 16-11a untuk beberapa jenis tiang-pancang.

ΔL = Pertambahan dari panjang yang tertanam (untuk membolehkan variasi-variasi poros tiang-pancang dan stratifikasi tanah)

f_s = tahanan kulit yang akan dihitung dengan menggunakan salah satu dari metode berikutnya.

Σ = penjumlahan kontribusi dari beberapa segmen lapisan atau tiang-pancang

Para pembaca harus memperhatikan bahwa persamaan untuk f_s yang berikut diberikan dalam suku-suku umum sehingga keberhasilan penggunaannya tergantung pada telitinya suatu proses penjumlahan tersebut dibuat serta telitinya suatu parameter tanah diidentifikasi.

METODE α

Metode α diusulkan oleh Tomlinson (1971) dan pada dasarnya tahanan kulit dihitung sebagai

$$f_s = \alpha c + \bar{q} K \tan \delta \quad (\text{satuan dari } c, \bar{q}) \quad (16-12)$$

di mana α = koefisien dari Gambar 16-14 atau Tabel 16-3

c = kohesi rata-rata (atau s_u) untuk lapisan tanah yang diperlukan

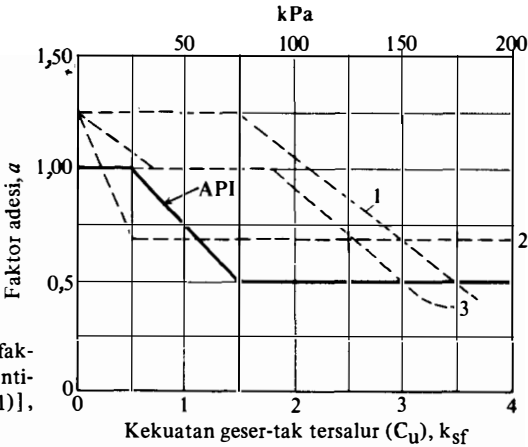
- \bar{q} = tegangan vertikal efektif pada elemen ΔL (Gambar 16-11a)
- K = koefisien tekanan tanah lateral yang mempunyai nilai-jangkau mulai dari K_0 sampai kira-kira 1,75, bergantung pada perpindahan volume, kerapatan tanah mula-mula, dan sebagainya. Nilai-nilai yang dekat dengan K_0 pada umumnya disarankan karena efek-efek rayapan (creep) tanah mempunyai jangka waktu di tempat di mana tiang-pancang mempunyai volume besar.
- δ = sudut gesekan efektif antara tanah dan bahan tiang-pancang. (Gunakanlah baik ϕ (sudut drainasi) maupun nilai-nilai dari Tabel 11-6); gunakan $\delta = 0$ bila $\phi = 0$

K_0 untuk tiang-pancang paling lazim dihitung sebagai

$$K_0 = (1 - \sin \phi')\sqrt{\text{OCR}}$$

Korelasi yang dilaporkan oleh Tomlinson untuk metode α adalah ± 25 persen.

API (1984) juga menganjurkan menggunakan metode α dengan faktor-faktor seperti ditunjukkan pada Gambar 16-15, untuk lempung terkonsolidasi normal. API mengizinkan tidak lebih dari 50 kPa untuk $\text{OCR} > 1$ atau perbandingan L/B yang besar.



GAMBAR 16-15 Hubungan antara tanah dan faktor adesi. Lihat kembali Tabel 16-3 untuk identifikasi bilangan kurva [Menurut Tomlinson (1971)], API (1984).]

Tabel 16-3 Nilai-nilai Faktor Adesi untuk Tiang-Pancang yang Dipancang ke Dalam Tanah Kohesif Kaku (Stiff Cohesive Soil) dan Tanah Kohesif sangat Kaku untuk Perencanaan †

Kasus	Kondisi tanah	Perbandingan penetrasif†	Faktor adesi, α
1	Pasir atau kerikil berpasir yang terletak di atas tanah kohesif mulai dari yang kekuatan sampai dengan yang sangat kaku	< 20	1,25
		> 20	Gambar 16-11a
2.	Lempung lembek atas lumpur yang terletak di atas tanah kohesif mulai dari yang keras sampai dengan yang sangat keras	$8 < PR \leq 20$	0,40
		> 20	Gambar 16-11a
3.	Tanah-tanah kohesif dari yang keras sampai dengan yang sangat keras tanpa lapisan di atasnya	$8 < PR \leq 20$	0,40
		> 20	Gambar 16-11a

† Menurut Tomlinson (1971)

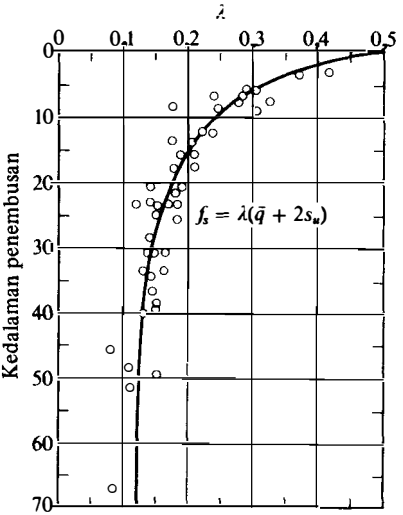
‡ Perbandingan penetrasi $PR = \frac{\text{kedalaman penetrasi ke tanah kohesif}}{\text{diameter tiang pancang}}$

METODE λ

Vijayvergiya dan Focht (1972) memberikan suatu metode untuk mendapatkan tahanan kulit f_s dari suatu tiang pancang di dalam lempung [faktor kedua dari Pers. (16-12) diabaikan seperti umumnya] sebagai berikut:

$$f_s = \lambda(\bar{q} + 2s_u) \quad (\text{satuan dari } S_u) \tag{16-13}$$

di mana \bar{q}, S_u = harga-harga yang ditentukan dalam Persamaan (16-12)
 λ = koefisien yang dapat diperoleh dari Gambar 16-16



GAMBAR 16-16 Koefisien-koefisien λ tergantung pada penetrasi tiang-pancang. Data digambarkan kembali dan kedalaman diubah ke meter oleh pengarang dari hasil yang didapat oleh Vijayvergiya dan Focht (1972).

Koefisien λ diperoleh dari suatu analisis regresi grafik (tapat-terbaik) dari suatu plot dengan sejumlah besar pengujian-pengujian beban tiang pancang. Tiang-pancang yang lebih pendek kebanyakan di dalam lempung yang lebih keras atau lempung dengan kerak bagian atas yang keras ($OCR > 1$) yang dapat bertanggung jawab untuk harga-harga λ yang lebih besar untuk tiang-tiang pancang pendek. Jika tiang pancang panjang menembus ke dalam lempung lunak harga-harga λ menunjukkan perata-rataan untuk suatu harga tunggal dan pengembangan suatu tahanan kulit terbatas karena \bar{q} tidak menaikkan kapasitas tiang pancang tanpa ikatan. Korelasi dilaporkan untuk metode ini kira-kira 10 persen.

Metode β

Metode ini diusulkan oleh Burland (1973) dan membuat asumsi sebagai berikut:

1. Pencetakan kembali (remolding) tanah di dekat tiang pancang selama pemancangan mengurangi perpotongan kohesi tegangan efektif pada lingkaran Mohr sampai ke nol.
2. Tegangan efektif yang bekerja pada permukaan tiang pancang setelah menghilangnya tekanan pori lebih yang ditimbulkan oleh perpindahan volume adalah paling sedikit sama dengan tegangan efektif horizontal (K_0) sebelum pemasangan tiang pancang.
3. Distorsi geser utama selama pembebanan tiang pancang dibatasi pada daerah yang relatif tipis di sekitar lubang tiang pancang dan aliran dari daerah tipis ini terjadi secara cepat selama pembebanan — atau telah terjadi di dalam tenggaang waktu antara pemancangan dan pembebanan.

Dengan asumsi-asumsi ini Burland (1973) mengembangkan suatu persamaan desain yang sederhana yang ditulis sebagai

$$f_s = K\bar{q} \tan \delta \quad (16-14a)$$

Dengan mengambil $\beta = K \tan \delta$ kita dapat menulis kembali persamaan tersebut untuk tahanan kulit sebagai:

$$f_s = \beta\bar{q} \quad (16-14b)$$

Karena q = tekanan beban berlebihan efektif pada z_i , modifikasi untuk suatu tambahan harga q_s menjadi:

$$f_s = \beta(\bar{q} + q_s) \quad (16-14c)$$

Seperti yang digunakan sebelumnya, \bar{q} = tegangan vertikal efektif rata-rata untuk unsur/ elemen ke i dari panjang ΔL . Koefisien gesekan $f = \tan \delta$ sehingga suatu penaksiran untuk sudut gesekan tanah-ke-tiang pancang harus dibuat. Kita dapat menggunakan Tabel 11-6 untuk mendapatkan suatu penaksiran dalam keadaan tidak adanya harga-harga terukur laboratorium.

Koefisien tekanan tanah lateral K mungkin dipilih oleh perancang, meskipun demikian, suatu harga $K = K_0$ seperti yang ditetapkan dengan Persamaan. (16-12), di mana $\phi' =$ sudut tegangan efektif dari gesekan dalam pada umumnya digunakan.

Keistimewaan utama yang menarik dari metode β ini adalah bahwa jika kita menggunakan K_0 dan $\delta = \phi'$, hasil $K_0 \tan \phi' = \beta$ berkisar dari kira-kira 0,25 sampai 0,40 dalam kisaran praktis ϕ' dengan suatu harga rata-rata sekitar 0,32. Ini berarti kita dapat membuat suatu perkiraan yang wajar untuk ϕ' dan memperoleh suatu tahanan kulit yang terukur yang tidak berbeda-beda secara luas (meskipun masih tetap dilihat apakah betul atau tidak dari suatu pengujian beban).

Gambar 16-17 adalah gambaran data dari Flaate dan Selnes (1977) yang diperoleh dari perhitungan ulang sejumlah pengujian beban yang dicatat dengan menggunakan metode ini. Sementara penyebaran yang substansial tidak sebesar seperti yang digunakan metode-metode lainnya termasuk kedua metode α dan λ menurut Esrig dan Kriby (1979).

Sebagian besar pengarang menetapkan bahwa f_s dalam Pers. (16-14) tidak meningkat untuk waktu yang tidak terbatas dengan kedalaman yang cukup, beberapa kedalaman kritis yang melebihi L/B meningkat pada suatu laju penurunan sesungguhnya. Bhushan (1982) menganjurkan untuk tiang pancang yang lebih besar (pipa ujung tertutup, beton padat, pipa ujung terbuka yang mungkin dengan suatu sumbatan) sehingga taksiran yang pantas untuk K dan β adalah sebagai berikut:

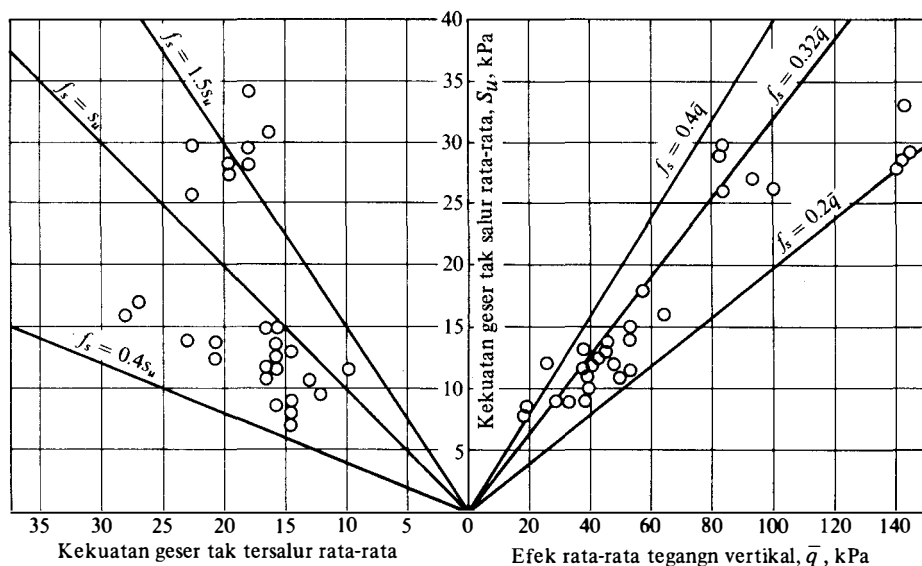
$$\beta = K \tan \delta = 0,18 + 0,0065D_r, \quad (j)$$

$$K = 0,50 + 0,008D_r, \quad (k)$$

di mana D_r adalah kerapatan relatif (sebagai suatu persen) sebelumnya yang didefinisikan dalam Bab 2. Kita gunakan korelasi SPT untuk mendapatkan D_r pada suatu kedalaman.

Zeitlen dan Paikowsky (1982) menganjurkan bahwa " f_s yang dibatasi" dapat dicatat dengan penurunan dalam ϕ oleh tekanan pengekan normal efektif seperti diilustrasikan dalam Gambar 2-25 dan dengan menggunakan persamaan yang berikut.

$$\phi = \phi_o - 5,5 \log \frac{\bar{q}_{en}}{q_o} \quad (l)$$



GAMBAR 16-17 Diagram s_u dan \bar{q} terhadap tahanan kulit rata-rata f_s yang menggambarkan penyebaran (scatter). Diagram dari \bar{q} terhadap f_s menggunakan faktor β [Menurut Flaate dan Selnes (1977)]

di mana ϕ adalah sudut gesekan dalam pada tekanan normal efektif \bar{q}_{en} pada kedalaman yang diminati (dukung ujung atau sepanjang poros) dan dihitung sebagai $\eta\bar{q} = \eta\gamma z_i$ dengan η didefinisikan oleh Persamaan (16-6a). Sudut ϕ_o adalah sudut acuan (referasi) yang diperoleh pada suatu tekanan normal efektif q_e .

Kita juga harus membuat suatu keputusan beberapa yang harus dipakai untuk δ — beberapa orang menyarankan harga maksimum untuk δ adalah 0,5 sampai 0,75 ϕ' sementara yang lain secara rutin memakai ϕ' . Telah ditunjukkan bahwa tergantung pada tekanan normal pada batas antara tanah dan tiang pancang.

Akhirnya, koefisien tekanan tanah lateral dipertanyakan. Sementara kita telah memberikan suatu persamaan untuk K dalam bentuk kerapatan massa relatif, orang-orang lainnya ada yang menggunakan pilihan-pilihan yang agak sembarang berdasarkan pada pengujian-pengujian beban yang ditunjukkan atau dilaporkan dalam literatur. Sebagai contoh, Mensur dan Hunter (1970) di dalam program pengujian tiang pancang yang ekstensif menemukan harga-harga sebagai berikut:

Tiang-pancang H	1,4 – 1,9
Tiang-pancang pipa	1,2 – 1,3
Tiang-pancang beton bujur sangkar pracetak	1,45 – 1,6
Kayu (1 pengujian)	1,25
Pengujian tarik (8 semua jenis)	0,4 – 0,9

Tavenas (1971) menguji sederetan tiang pancang dan mendapatkan bahwa K disekitar 0,5 untuk tiang pancang- H, 0,7 untuk beton pracetak, dan 1,25 untuk kayu tirus (topered timber). Pengujian tarikan yang dilakukannya menunjukkan nilai K pada orde 0,6. Ireland (1957) melakukan sederetan pengujian tegangan pada tiang pancang tirus tangga (step-taper pile) dan mendapatkan K mempunyai nilai dari 1,1 sampai 3,64 (dia tidak menerima 3,65 sebagai nilai yang benar. API (1984) merekomendasikan $K = 0,8$ untuk tiang pancang

pipa yang tidak disumbat dalam tekanan ataupun kompresi dan 1,0 untuk tiang-tiang pancang penuh pergeseran. Dari sini kita dapat segera melihat bahwa tidak ada persetujuan yang sangat baik mengenai beberapa harga yang digunakan untuk K . Diduga bahwa berat tiang pancang tidak dimasukkan dalam paling tidak beberapa pengujian tarikan-keluar dan sedikit atau sama sekali tidak ada pertimbangan yang dibuat untuk stratifikasi atau perubahan di dalam parameter-parameter tanah dengan kedalaman atau tekanan terbatas normal efektif. Kita mungkin memperlihatkan juga bahwa suatu variasi yang cukup penting dalam K dapat diperoleh dengan asumsi dari bagaimana distribusi beban dibuat antara poros dan tahanan titik.

Tegangan-tegangan pendorong sisa mungkin merupakan suatu faktor penting, meskipun, mekanikanya tidak seluruhnya dimengerti atau tidak ada cara, rasional untuk menghitung tegangan ini.

Kesalahan tunggal yang paling serius di dalam analisa kapasitas tiang pancang statis adalah penggunaan populer dari suatu faktor korelasi tunggal atau parameter untuk kedalaman penanaman penuh dan bukan subdivisi kedalaman menjadi beberapa harga ΔL dengan parameter-parameter yang dipilih untuk kisaran kedalaman tersebut dan dengan menggunakan penyajian terakhir ini yang ditunjukkan dalam persamaan-persamaan seperti Persamaan (16-11). Hal ini membuat suatu perbedaan yang cukup besar, terutama untuk tiang-tiang pancang yang panjang dalam lempung dimana suatu tiang pancang, katakanlah $L/D = 30$ dapat jatuh sepenuhnya dalam daerah yang overkonsolidasi dimana dengan $L/D = 50$ mungkin sepertiga dari kedalaman adalah dalam lempung kurang terkonsolidasi atau normal. Hal serupa untuk pasir kedalaman bagian atas mungkin masih baru (recent) dan sepertitiga atau setengah bagian bawah mungkin dalam bahan-bahan yang mengalami sementasi atau overkonsolidasi. Membuat suatu prakiraan kapasitas statis yang membandingkan dengan suatu pengujian beban kemudian adalah lebih merupakan suatu hal yang kebetulan dari penggunaan suatu persamaan yang "baik" dalam keadaan seperti ini. Ini adalah juga merupakan penjelasan yang paling mungkin dari mengapa persetujuan yang dihitung lebih baik dengan pengujian-pengujian beban diperoleh dengan tiang pancang pendek dan agak jelek untuk tiang pancang yang panjang.

Biasanya lebih mudah untuk menghitung kembali suatu pengujian beban dengan kepercayaan yang dapat dipertimbangkan dari berapa parameter tersebut sebaiknya, daripada membuat suatu ramalan kapasitas dengan sedikit lebih banyak dari angka-angka SPT dan mungkin data kekuatan kompresi takterbatas dari contoh-contoh terganggu yang diperbaiki dengan prosedur pengambilan contoh SPT.

Metode Lain untuk Menghitung/Memperkirakan Tahanan Kulit

Ada sejumlah prosedur perhitungan untuk mendapatkan f_s untuk kontribusi tahanan kulit dari Persamaan (16-5). Vesic (1970) menggunakan kerapatan relatif D_r , sebagai berikut:

$$f_s = \chi_v (10)^{1,54D_r,4} \quad \text{kPa} \quad (16-15)$$

di mana $\chi_v = 8$ untuk tiang-pancang dengan perpindahan volume yang besar.
 $= 2,5$ untuk tiang pancang pipa ujung terbuka yang dibor, tiang pancang H yang dibor.

Vesic (1975) mengatakan bahwa persamaan di atas mungkin merupakan batas bawah dan kebanyakan pengujian cenderung untuk menghasilkan nilai rata-rata setidaknya 50 persen lebih besar.

Untuk data SPT, Meyerhof (1956, 1976) menganjurkan untuk mendapatkan f_s sebagai

$$f_s = \chi_m N \quad \text{kPa} \quad (16-16)$$

di mana $\chi^m = 2,0$ untuk tiang-pancang dengan perpindahan volume yang besar
 $= 1,0$ untuk tiang-pancang yang mempunyai volume kecil
 $N =$ banyaknya perhitungan pukulan (blow count) rata-rata statistik di dalam lapisan tersebut (dan dengan setiap koreksi dari Bab 3); gunakan sebagai N_{55}

Untuk data penetrasi-kerucut, Meyerhof (1956) dan Thornburn dan MacVicar (1971) menganjurkan

$$f_s = 0,005q_c \quad \text{kPa} \quad (16-17)$$

di mana $q_c =$ tahanan penetrasi-kerucut, kPa.

Bila sebuah penetrometer kerucut digunakan dan gesekan sisi q_{cs} diukur, maka

$$f_s = q_{cs} \text{ (tiang-pancang perpindahan volume kecil)}$$

$$f_s = 1,5 \text{ sampai } 2,0 q_{cs} \text{ (tiang-pancang bervolume besar)}$$

Tirus-Tangga dan Tiang-Pancang Tirus (Step-Taper and Tapered Piles)

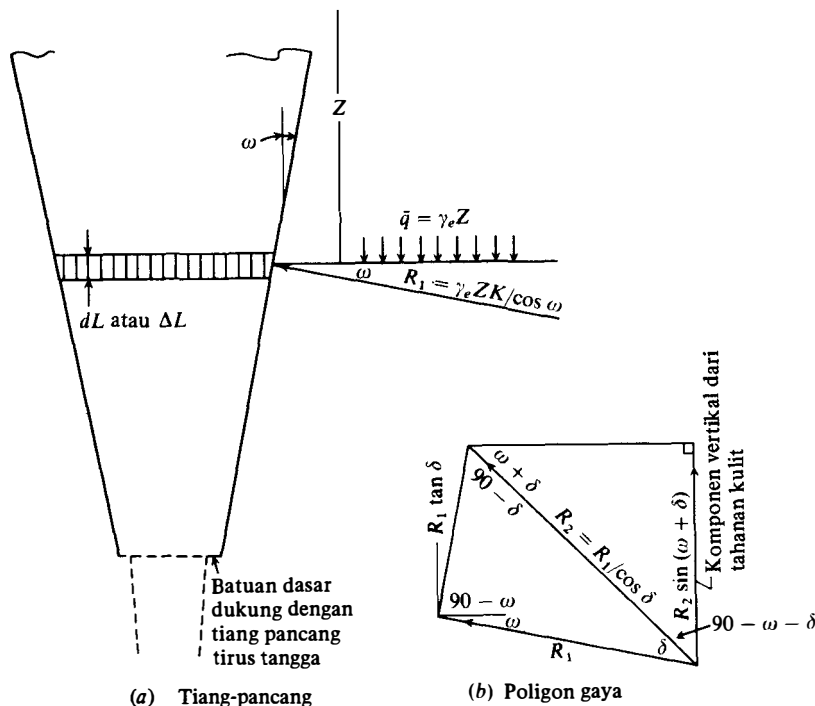
Kebanyakan pengujian tiang-pancang yang dihasilkan dibuat pada poros-poros lurus. Hanya sejumlah data yang terbatas terdapat pada tiang-pancang tirus atau tiang-pancang tirus tangga dalam bentuk yang dapat dianalisis kembali (dengan mudah atau malah dengan mengira-ngira). Sumber utama dari data tersebut mungkin dari D'Appolonia dan Hriber (1963), Tavenas (1971), dan sejumlah hasil yang diperoleh dari fakta-fakta Pondasi † (Foundation-Facts). Pada umumnya dapat dikerjakan dengan analisis yang berdasarkan pada Gambar 16-18. Diameter poros tiang-pancang rata-rata digunakan untuk panjang ΔL , yang mungkin merupakan ketebalan lapisan, panjang segmen tiang-pancang atau suatu kombinasi keduanya. Kontribusi kapasitas dukung tambahan (dan mungkin bukan merupakan "ultimat" dalam daerah-daerah bagian atas) untuk sisi (ledge) dukung pada perubahan tirus tangga dapat dijumlahkan dengan titik untuk mendapatkan kontribusi tirus total. Nordlund (1963) menggunakan analisa yang serupa seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 16-18 tapi dengan memasukkan $\cos \delta$ serta faktor K . Dari Gambar 16-18, maka kontribusi tahanan kulit adalah

$$P_s = \sum A_s K \bar{q} \frac{\sin (\omega + \delta)}{\cos \omega \cos \delta} \quad (16-18)$$

di mana $\delta =$ sudut gesekan efektif antara tiang-pancang dan tanah-umumnya $\delta = \phi'$
 $K =$ koefisien tekanan tanah. Pengujian yang dilaporkan dan data yang dianalisis oleh pengarang menunjukkan bahwa $K = 1,7$ sampai dengan $2,2 K_0$ untuk tiang-pancang tirus dan tiang-pancang tirus tangga. Meyerhof (1976) menganjurkan $K \geq 1,5$ sedangkan Blanchet dengan kawan-kawan (1980) menganjurkan $2 K_0$.
 $A_s =$ luas permukaan tiang-pancang pada mana tahanan kulit bekerja = keliling $\times \Delta L$
 $\omega =$ sudut tirus pada poros tiang-pancang

Kita perhatikan bahwa untuk semua tujuan praktis perbandingan trigonometrik dalam Pers. (16-18) adalah $\tan \phi'$, kecuali jika tirus tersebut sangat besar. Hal ini menghasilkan

† Diterbitkan sewaktu-waktu oleh Reymond International, Inc., P.O. Box 22718, Houston, Tex. 77026



GAMBAR 16-18 Geometri untuk mendapatkan komponen vertikal dari tahanan kulit bila tiang-pancang ditirus.

Pers. (16-14b) kecuali jika pengujian beban cenderung menunjukkan nilai-nilai K yang lebih besar untuk tiang-pancang tirus. Para pemakai persamaan tersebut harus membuat perkiraan untuk nilai batas tahanan kulit dalam Pers. (16-18) karena, apakah ditirus atau tidak, tahanan kulit tidak dibatasi dengan q .

16-10 KAPASITAS TIANG-PANCANG STATIK-CONTOH-CONTOH

Contoh-contoh berikut akan menjelaskan metode-metode yang diberikan dalam beberapa bagian terdahulu.

Contoh 16-2 Sebuah HP 14 × 89 menembus 30 kaki lempung lembek dan lempung berlumpur yang lembek dan 3 kaki ke dalam pasir berkerikil yang sangat mampat (panjang tiang-pancang total = 33 kaki). Bidang batas air jenuh 5 kaki di bawah permukaan tanah. Penetrasi tiang-pancang ke dalam tanah dibatasi sampai 3 kaki karena pada pokoknya penolakan pancang akan didapatkan. Banyaknya hitungan pukulan SPT sebelum pemancangan tiang-pancang adalah adalah dari 40 sampai 60 di dalam pasir mampat. Banyaknya pukulan pada bahan bagian atas yang lembek adalah 3 sampai 10. Berdasarkan hal ini maka diputuskan bahwa tiang-pancang akan merupakan sebuah elemen dukung titik. Kita ingin menentukan kapasitas titik akhir dan akan menggunakan kedua metode Meyerhof dan Vesic.

Pemecahan

- (a) Dengan metode Meyerhof (dengan menggunakan ϕ yang dikira-kira dan banyaknya hitungan pukulan N). Untuk $N_{70} \cong 50$ diestimasi ϕ dari tabel 3-4 diperlukan 40° . $\frac{L}{B} = \frac{3 \times 12}{14} = 2,6$ maka gunakan $3 \ll L_c/B$ (diperlukan 16 dengan menggunakan Gambar 16-14)

Anggaplah dukung penuh bisa didapat untuk penetrasi ini. Luas titik dihitung sebagai luas yang diproyeksikan karena tanah akan terpotong (to wedge) di antara flens.

$$A_p = 13,83 \times 14,70/144 = 1,41 \text{ kaki-kaki (dimensi-dimensi dari Tabel A-1).}$$

$$N'_q \cong 110 \text{ (Gambar 16-14 tertutup hingga } N'_q \text{ dari pada } N'_q \text{ karena } L/B \ll L_c/B).$$

$$\text{karena } L/B \ll L_e/B)$$

Estimasilah berat satuan tanah seperti dalam perhitungan berikut untuk \bar{q} :

$$\bar{q} = 5(0,110) + 25(0,120 - 0,0625) + 3(0,1255 - 0,0625) = 2,18 \text{ ksf}$$

Dari Pers. (16-6) dengan $\eta = 1.00$ dan $c = 0.0$.

$$P_{pu} = A_p \bar{q} N'_q = 1,41(2,18)(110) = 338 \text{ kips}$$

Periksa harga terbatas dari P_{pu} [Pers. (c)] dan gunakan faktor 50 untuk mengubah dari kPa ke ksf:

$$P_{pu} = 1,41 \frac{50}{50} 110 \tan 40 = 130 < 338 \text{ kips dan kontrol}$$

Hitung juga P_{pu} dengan menggunakan Pers. (16-9) dan bandingkan hasilnya:

$$P_{pu} = A_p (40N) \frac{L}{B} \quad (\text{satuan-satuan kN - gunakan 50 untuk mengubahnya})$$

Untuk $L/B = 3$ dan mengubah $N_{70} = 50$ menjadi $N_{55} = 64$ untuk Persamaan

$$\text{diperoleh:} \quad P_{pu} = 1,41 \left(40 \frac{64}{50} \right) 3,0 = 217 \text{ kips}$$

Persamaan ini juga mempunyai pembatasan dari $P_{pu} \leq A_p (400N)$ (satuan-satuan dari kPa):

$$P_{pu} = 1,41 \frac{400}{50} 64 = 722 \gg 217$$

Kita dapat menggunakan rata-rata dari dua metode tersebut sebagai

$$P_{pu} = \frac{130 + 217}{2} = 175 \text{ kips}$$

Berdasarkan luas baja tiang-pancang dan $f_a = F_y/4 = 9 \text{ ksi}$ (baja A-36) maka P yang sesungguhnya dapat dibatasi sampai (A_p diberikan di dalam Tabel A-1)

$$P_a = f_a A_p = 9(26,10) = 235 \text{ kips}$$

(b) Hitunglah kapasitas titik akhir yang didasarkan pada metode Vesic. Perkirakan $I_r = I_{rr} = 150$ (diperkirakan untuk pasir mampat):

$$\phi = 40^\circ \text{ dan } \bar{q} = 2,18 \text{ ksi [dari kedua bagian (a)]}$$

$$N'_q = \frac{134,5 + 193,1}{2} = 163,8 \quad (\text{diinterpolasikan dari Tabel 16-2})$$

$$\text{Hitunglah} \quad \eta = \frac{1 + 2K_o}{3} = \frac{1 + 2(1 - \sin 40)}{3} = 0,571$$

Substitusi ke dalam Pers. (16-6) dengan $c = 0$. Dapatkan

$$P_{pu} = 1,41(0,571)(2,18)(163,8) = 287 \text{ kips}$$

Hasil ini sedikit lebih besar dari nilai-nilai Meyerhof. Kita dapat menggunakan

$$P_{pu} = \frac{175 + 287}{2} = 230 \text{ kips sebagai perkiraan akhir}$$

////

Contoh 16-3 Buatlah estimasi kapasitas tiang-pancang ultimit dari sebuah tiang-pancang beton yang bundar yang panjangnya 23 m dan mempunyai diameter sebesar 300 mm. Tiang-pancang tersebut berada dalam lingkungan lepas pantai (offshore environment) dan panjang yang 23 m tersebut hanyalah merupakan bagian yang tertanam di dalam tanah. Profil tanah menunjukkan kekuatan tekan tak dibatasi rata-rata sebesar 24 kPa. Berat tanah satuan yang ditimbun diperkirakan sebesar $8,15 \text{ kN/m}^3$.

Pemecahan: Kita akan mengestimasi kapasitas dengan menggunakan metode α dan metode λ dan mencoba membuat ramalan yang paling baik.

(a) Estimasilah dengan metode α dan Pers. (16-12); ambil $\alpha = 1,00$ (nilai API) karena tanahnya lembek, dengan $q_u = 24 \text{ kPa}$;

$$\text{Luas titik} \quad A_p = 0,7854(0,30)^2 = 0,071 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas poros} \quad A_s = \pi D(L_b) = \pi(0,30)(23) = 21,7 \text{ m}^2$$

$$s_u = c = \frac{q_u}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ kPa} \quad \text{Gunakan } N_c = 9 \text{ untuk titik}$$

$$P_{pu} = q_c A_p \quad P_s = A_s \alpha s_u$$

$$P_u = P_{pu} + P_s = 9(12)(0,07) + 21,7(1,00)(12) = 268 \text{ kN}$$

Hasil bersih P_u ultimat harus didapat sebesar 260 – berat tiang-pancang. Dengan menganggap tiang-pancang adalah panjang (total termasuk 7 m di atas tanah melalui air)

$$\text{Berat tiang-pancang} = 0,07 \times 23,5 \times 30 = 49 \text{ kN}$$

$$P_u = 268 - 49 = 219 \text{ kN}$$

Pertanyaan: Berapakah kira-kira pengasuh flotasi di atas 7 m dalam air?

(b) Estimasilah kapasitas dengan metoda λ . Dari Gambar 16-16 dapatkan $\lambda \cong 0,162$:

$$P_{pu} = \text{sama seperti dari metode } \alpha = 7,6 \text{ kN}$$

Hitunglah \bar{q} sebagai tekanan efektif rata-rata ke kedalaman pertengahan penanaman (mid deptn of embedment):

$$\bar{q} = 8,15 \frac{23}{2} = 93,7 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} P_u &= P_{pu} + \lambda(\bar{q} + 2s_u)A_s \\ &= 7,6 + 0,162[93,7 + 2(12)]A_s \\ &= 7,6 + 0,162(117,7)(21,7) = 421 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan mengurangi berat tiang pancang maka $P_u = 421 - 49 = 372 \text{ kN}$

Kita perhatikan bahwa korelasi antara metode α dan metode λ kurang baik mungkin hal ini sebagian disebabkan oleh tiang-pancang yang seluruhnya menembus bahan lembek, di mana metode λ pada pokoknya didasarkan pada kerak atas yang keras sehingga nilai λ yang didapat dari kurva mungkin terlalu tinggi.

////

Contoh 16-4. Estimasilah panjang tiang-pancang yang diperlukan untuk mengangkat beban aksial 150 kips untuk sistem tanah-tiang-pancang yang diperlihatkan dalam

Gambar E16-4. Pipa yang berukuran 18 in akan diisi dengan beton sesudah pemanangan.

Pemecahan: Kita akan membuat estimasi panjang yang didasarkan pada metode α dan metode λ .

(a) Dengan mengestimasi panjang yang didasarkan pada metode α dan dengan mengabaikan berat tiang-pancang dalam kedua metode tersebut:

Kita akan menggunakan dua penambahan kedalaman karena tanah mengalami perubahan yang nyata.

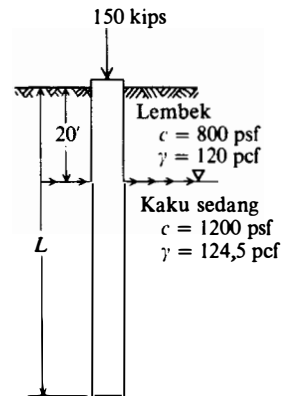
$$\begin{aligned}\text{Ambillah} \quad \alpha_1 &= 0,80 \text{ untuk 20 kaki yang pertama } N_c = 9,0 \text{ untuk titik} \\ \alpha_2 &= 0,60 \text{ untuk sisanya (tanah yang lebih kaku) akan nilai API} \\ A_{\text{titik}} &= 0,7854 (1,5)^2 = 1,77 \text{ kaki}^2\end{aligned}$$

Kita tidak akan membuat reduksi dalam pertambahan 20 kaki untuk retak garis-garis karena tanahnya lembek.

$$\begin{aligned}P_u &= P_1 + P_2 + q_c A_p \\ P_u &= \int_0^{20} (0,80)(0,80)(\pi 1,5) dL + \int_0^{L_1} 0,60(1,2)(\pi 1,5) dL + 9(1,2)(1,77) \\ &= 0,64(4,71)(20) + 0,72(4,71)(L_1) + 19,1\end{aligned}$$

Kita akan menggunakan secara sembarang sebuah faktor keamanan sebesar 3,0 (tanah-tanah lempung) dan, dengan mempersamakan P_u , maka

$$\begin{aligned}P_u &= 3P_a \\ 60,3 + 3,39L_1 + 19,1 &= 3(150) \\ L_1 &= \frac{370,6}{3,39} = 109,3 \text{ misalnya, 110 kaki} \\ \text{Total } L &= L_1 + 20 = 110 + 20 = 130 \text{ kaki}\end{aligned}$$



GAMBAR E16-4

(b) Panjang kira-kira dengan menggunakan metode λ .

Carilah kekuatan geser tak tersalur lapisan seluruhnya yang ekuivalen. Karena kita telah mendapatkan bahwa $L = 130$ dari bagian (a), maka L kira-kira untuk kasus ini $L = 110$ kaki. 130 kaki kohesi rata-rata sebagai C_m adalah

$$c_m = \frac{0,80(20) + 1,20(90)}{110} = 1,13 \text{ ksf}$$

Rata-rata berat satuan untuk lapisan seluruhnya adalah

$$\gamma_{av} = \frac{20(0,120) + 90(0,1245 - 0,0625)}{110} = 0,0725 \text{ k/ft}^3$$

Untuk $L = 110$ kaki = 33,5 m diperoleh $\lambda = 0,14$ dari Gambar 16-16

Untuk kapasitas titik gunakan $N_c = 9$ dengan memberikan

$$P_{pu} = 9(1,2)A_p = 9(1,2)(1,77) = 19,1 \text{ kips [seperti pada bagian (a)]}$$

Untuk tahanan sisi

$$P_s = A_s \lambda (\bar{q} + 2s_u)$$

$$P_s = 110(\pi \times 1,5)(0,14) \left\{ 0,0725 \left(\frac{110}{2} \right) + 2(1,13) \right\}$$

$$= 518,4(0,14)(6,25) = 453,4 \text{ kips}$$

$$P_u = P_{pu} + P_s = 19,1 + 453,4 = 472 > 450 \text{ kips} \quad \text{O.K.}$$

Panjang dari $L = 120$ kali yang diizinkan mungkin terpenuhi hingga untuk berat tiap pancang dan sebagai rata-rata yang dipastikan antara dua metode.

////

Contoh 16-5 Carilah panjang yang diperlukan dari sebuah tiang-pancang gesekan HP 360×174 untuk menahan sebuah beban aksial sebesar 675 kN dengan menggunakan $SF = 2,0$. Berikut ini, adalah sebuah profil tanah yang diringkaskan dan data tanah untuk perencanaan.

Kedalaman, m	q_u , kPa	w_L , %	w_p , %	γ , kN/m ³	I_p	Yang dihitung
0-3	48	36	22	17,5	14	Bidang batas air-jenuh pada 3 m
3-6	54	37	23	17,9	14	
6-9	56	36	21	18,4	15	
9-12	59	38	24	18,6	14	
12-15	63	41	26	18,8	15	
15-18	66	38	25	18,6	13	
18-21	63	36	25	19,1	11	
21-24	60	42	28	19,2	14	
24-27	54	35	26	19,3	9	
27-30	48	37	25	19,5	12	
30-33	37	38	24	19,7	14	

Pemecahan: Carilah kapasitas dengan menggunakan metode α dan metode β dan carilah beberapa panjangnya.

(a) Dengan metode α . Dapatkan nilai rata-rata s_u sebagai

$$s_u = \frac{\Sigma q_u}{n \times 2} = \frac{608}{11 \times 2} = 27,6 \text{ kPa} \quad \text{misalkan, } 28 \text{ kPa}$$

Gunakan $\alpha = 1,0$ karena tanah liat lembek.

Keliling minimum (Gambar 16-1 1a) = $2d + 2b$ (dapatkan d , b dari Tabel A-1):

$$p = 2(0,361) + 2(0,378) = 1,478 \text{ m (gunakan } 1,48 \text{ m)}$$

Dengan mengabaikan berat tiang-pancang dan kapasitas titik, karena $9c A_p$ diabaikan dan $SF = 2$ maka:

$$P_s = p \alpha s_u L = 2P_a$$

$$1,48(1,0 \times 28)L = 2(675)$$

$$L = 32,6 \text{ m} \quad \text{misalnya, } 33 \text{ m}$$

(b) Estimasi panjang dengan menggunakan metode β ,

$$I_p \text{ rata-rata} = \frac{145}{11} = 13,2 \quad \text{gunakan } 14$$

Dari Gambar 2-29 dapatkan $\phi \cong 32^\circ$ (tak terganggu):

Dengan menggunakan Tabel 11-6 sebagai suatu pedoman, ambil $\delta = 25^\circ$

Pemeriksaan tabel berat-berat satuan tersebut dan memperhatikan GWT adalah pada kedalaman 3 meter, maka kita akan menggunakan suatu rata-rata berat-berat satuan $-\gamma_w$ untuk menghitung \bar{q} dengan cukup tepat. Ini memberikan

$$\begin{aligned}\gamma_{av} &= \Sigma \gamma_i / 11 = (17,5 + 17,9 + \cdots + 19,7) / 11 \\ &= 207,05 / 11 = 18,82 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma' &= 18,82 - 9,807 = 9,0 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Hitung β dengan asumsi lempung terkonsolidasi secara normal karena q_u kecil

$$\beta = K \tan \delta = (1 - \sin 32) \tan 25 = 0,219$$

$$\begin{aligned}P_s &= A_s f_s = 1,48 \times L \times f_s = 1,48 L (0,219) \left(\frac{9,0 \times L}{2} \right) = 1350 \\ 1,46 L^2 &= 1350 \\ L &= 30,4 \text{ m}\end{aligned}$$

Perhatikan bahwa ini adalah hampir sama seperti dengan metode α gunakan $L = 32 \text{ m}$.

////

Contoh 16-6. Diberikan data berikut untuk sebuah tiang-pancang tirus tangga (dari *Foundation Facts*, vol. 1, no. 2, fall 1965, halaman 17, dan sudah disunting). Kapasitas tiang-pancang diperkirakan sebesar 227 kips. Tidak ada air dan hanya data SPT yang dilengkapi.

Diperlukan. Estimasi kapasitas tiang-pancang dengan menggunakan Pers. (16-18).

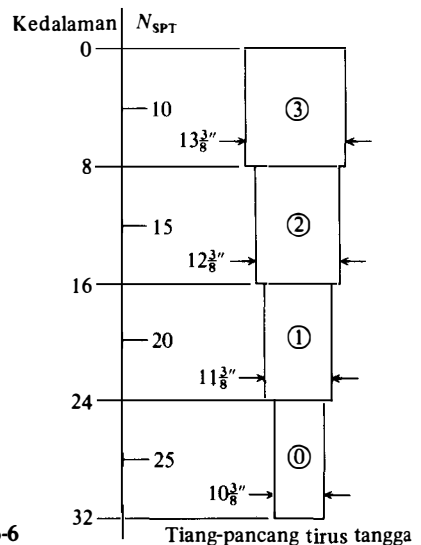
Pemecahan. Kita perlu mendapatkan diameter poros dari literatur tiang-pancang Raymond International untuk mencari nilai-nilai seperti yang diperlihatkan pada Gambar E16-6. Dari Tabel 3-3 kita akan mendapatkan estimasi nilai ϕ untuk membuat tabel yang berikut. Juga hitunglah

$$A_1 = \frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2) \quad \text{ft}^2$$

$$A_s = \pi D L = 8 \pi D \quad \text{ft}^2$$

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad \beta = 2 K_o \tan \phi'$$

$$P_u = \Sigma P_{pi} + \Sigma P_{si} \quad N = N_{55}$$



GAMBAR E16-6

Nomor bagian	ϕ°	γ , kef	\bar{q} , ksf	A_s	A_t	β	N_q	P_p , kips	P_s , kips
3	30	0,100	0,40	28,01	0,140	0,58	22,5†	2,5	6,5
2	32	0,105	1,22	25,92	0,130	0,59	36,5†	7,8	18,3
1	34	0,110	2,08	23,82	0,119	0,59	50,0‡	15,0	29,2
0	34	0,110	2,96	21,73	0,587	0,59	50,0		
Ujung			3,40					99,8	37,9
								$\Sigma = 125,1$	$= 92,3$

† N_q dari Tabel 4-1. ‡ N'_q dirata-ratakan dari Gambar 16-14.

Berat satuan tanah dan ϕ adalah nilai yang diestimasi. Pengalaman akan merupakan faktor yang penting dalam menentukan nilai-nilai yang akan digunakan. Dalam hal ini dengan menggunakan banyaknya pukulan sebagai panduan, maka nilai-nilai yang diperlihatkan bukan merupakan nilai-nilai yang pantas, jika nilai-nilai memang mempunyai arti maka nilai-nilai ini adalah konservatif di mana seharusnya data bahan adalah terbatas. Perhatikan bahwa nilai N_q yang digunakan sebagai adalah dari Tabel 4-1 pada kedalaman dangkal dan diinterpolasikan dari Gambar 16-14 pada kedalaman yang lebih besar.

$$P_u = 125,1 + 92,3 = 217,4 \text{ kips (terhadap 227 di dalam referensi)}$$

Pertanyaan:

1. Apakah SPTN seharusnya sudah dikoreksi untuk beban-lebih?
2. Apakah jangkauan nilai ϕ dari 30° sampai 34° realistis atau barangkali dari 34 sampai 38° ?
3. Apakah $2 K_0 \tan \phi'$ lebih pantas dari 1,5 atau 2,2?

16-11 TIANG-PANCANG DI DALAM TEMPAT BEKU PERMANEN (PERMAFROST)

Tiang-pancang digunakan dalam daerah-daerah beku permanen (permafrost regions) untuk mengontrol penurunan diferensial dari perubahan volume yang disebabkan oleh siklus pencairan-pembekuan (freeze-thaw cycles). Biasanya hal seperti ini diselesaikan dengan isolasi bagian konstruksi di atas tanah dari tanah yang mengandung banyak es, baik oleh ruang-udara maupun oleh ruangan yang diisi dengan bahan isolasi. Kapasitas beban biasanya didapatkan melalui ikatan beku di antara permukaan tiang-pancang dan adonan tanah (slurry of soil) atau bahan lain yang digunakan sebagai urugan balik dalam rongga di sekitar tiang-pancang. Kadang-kadang kapasitas didapatkan dengan dukung ujung jika lapisan yang kuat (atau yang kompeten) ditemukan pada kedalaman yang pantas. Dalam banyak hal interaksi tiang-pancang tanah-es merupakan bagian penting dari kapasitas beban, khususnya di mana tiang-pancang menembus tanah, membentuk serat halus yang mengandung banyak es.

Tiang-pancang dapat dipancang ke dalam tanah yang membeku; tapi, di daerah-daerah terpencil di mana biaya untuk pengangkutan peralatan berat yang diperlukan untuk pemancangan sangat mahal, maka cara alternatif seringkali lebih disukai. Alternatif utama yaitu membor sebuah lubang untuk tempat tiang-pancang. Rongga sisa diurug balik dengan adonan air dan pasir kasar, atau dengan tanah yang dipindahkan dari lubang tersebut, yang membeku pada tiang-pancang sehingga menghasilkan adesi yang dapat digunakan untuk tahanan beban. Seringkali beban-beban yang akan diangkut tidak besar, sehingga peralatan

pembor bertenaga tangan yang kecil dapat digunakan untuk membor sebuah lubang yang mempunyai diameter dan kedalaman yang cukup untuk tiang-pancang kecil yang diperlukan. Peralatan pancang berenergi rendah seringkali digunakan untuk menyisipkan tiang-pancang ke dalam lubang-lubang prabor yang ukurannya agak kecil.

Penambahan adonan tanah-air harus dilakukan dengan hati-hati (kira-kira turun Abrams sebesar 150 mm) jika temperatur di bawah titik beku, sehingga lapisan es tidak terbentuk pada poros tiang-pancang sebelum waktunya, karena pembasahan secara kebetulan, dengan tahanan kulit yang sangat banyak menurun. Tahanan kulit dapat bertambah dengan nyata dengan menambah penghubung geser (cincin-cincin, ikat kuda-kuda = collar, atau yang lain) pada poros tersebut. Alat-alat ini dapat digunakan untuk نگهدарkan bahan pendingin [Long (1973)] di mana temperatur tanah-tanah rata-rata mendekati titik beku dan beban-beban tiang-pancang besar. Dalam situasi lain penghubung geser dapat ditambahkan ke tiang-pancang baja dengan mematrikan tonjolan keluar (protrusion) yang sesuai pada poros tersebut.

Bahan tiang-pancang utama dalam daerah-daerah dingin adalah kayu, pipa baja, tiang-pancang H. Kayu mungkin merupakan bahan yang paling ekonomis dalam daerah-daerah terpencil seperti di Kanada dan Alaska, tapi mungkin akan memerlukan pemberat untuk menghindarkan tiang-pancang agar jangan mengambang keluar dari lubang bila adonan ditempatkan. Bahan pengawet dapat dicatkan pada tiang-pancang tapi pemakaian tekanan lebih disukai; tiang-pancang yang tak dirawat hanya mempunyai umur pendek (barangkali hanya 2 tahun), tergantung pada kualitas kayu, tapi mungkin sesuai untuk instalasi-instalasi tertentu. Beton yang di cor langsung ditempat tidak banyak digunakan karena kemungkinan terjadinya pembekuan sebelum hidrasi, dan pemasangan tiang-pancang beton pracetak, mempunyai segi kekurangan berat ekonomis yang serius. Tiang-pancang baja dapat dipancang ke dalam tanah yang membeku yang berbentuk serat halus dengan menggunakan diesel dan palu bergetar, jika temperatur udara tidak jauh di bawah -4°C . Agak jarang, digunakan pemancangan-pancar air uap untuk membantu penyisipan tiang-pancang karena hasil akhir pada waktu pembekuan kembali berakibat kerugian yang cukup serius.

Perancangan Tiang-Pancang

Kriteria desain utama yaitu untuk mengontrol penurunan rayapan es serta untuk memastikan tahanan kulit beku tambahan yang sesuai. Kedua faktor ini tergantung pada temperatur. Hal ini memerlukan penggunaan tegangan-tegangan adesi yang sangat rendah (faktor keamanan yang tinggi) dalam perancangan serta penaksiran temperatur tinggi yang mungkin terjadi jika adesi bertambah besar (rayapan berkurang) karena temperatur yang lebih rendah.

Tegangan beku tambahan ultimat sukar untuk dikira-kira tapi setidaknya-tidaknya tergantung pada hal-hal berikut:

1. Temperatur tanah (sangat penting). Karena temperatur tanah berubah dari daerah ke aktif ke daerah keadaan tunak, maka pembekuan tambahan berubah dengan cara yang serupa.
2. Kandungan es semula (tak membeku). Es murni memberi pembekuan tambahan yang lebih sedikit dari campuran air-tanah yang membeku.
3. Bahan tiang-pancang. Ternyata dari data pengujian terbatas yang tersedia, tiang-pancang kayu dan tiang-pancang baja mempunyai tahanan pembekuan tambahan yang kira-kira sama, dan untuk beton sedikit lebih tinggi.
4. Tanah (pasir, lumpur, lempung, dan sebagainya). Ternyata campuran air-tanah yang berbentuk serat-halus menghasilkan tegangan-tegangan pembekuan tambahan yang paling tinggi (pasir halus dan lumpur). Batu-kerikil menghasilkan pembekuan tambahan yang sangat rendah — hampir tidak ada kecuali jika keadaannya jenuh.

5. Kerapatan tanah.
6. Laju regang (regangan rendah cenderung menurunkan kekuatan pembekuan tambahan).

Berdasarkan hasil pekerjaan yang dilakukan oleh Laba (1974), Tsytovich (1975), Penner dan Irwin (1969), Penner dan Gold (1971), Andersland dan Anderson (1978), dan Parameswaran (1978) maka pembekuan tambahan ultimat f_{au} dari beberapa bahan kira-kira sebagai berikut:

$$f_{au} = M_1 + M_2(T)^{0.7} \quad \text{kPa} \quad (16-19)$$

di mana T = derajat dibawah 0°C
 M_1 = 0 untuk es murni; kira-kira 40 untuk tanah berlumpur dan 70 untuk pasir
 M_2 = 75 untuk es murni; kira-kira 80 untuk tanah berlumpur dan kira-kira 150 untuk pasir

Nilai dari f_{au} untuk temperatur tanah yang bergerak dari -1 sampai -3°C kelihatannya adalah:

Tanah	Kayu	Baja	Beton
Pasir	400 – 1600	625 – 1000	500 – 3000 (kPa)
Lumpur	120 – 1000		
Lempung	300 – 1200	100 – 1300	500 – 1300
Batu kerikil	< 160		

Terdapat variasi yang cukup banyak dalam nilai-nilai pembekuan tambahan yang didapat. Variasi nilai ini sebagian tergantung pada variasi temperatur yang telah diperhitungkan. Pada umumnya, nilai-nilai yang lebih rendah yang baru diberikan dapat ditetapkan pada temperatur yang dekat pada 0°C . Di bawah kira-kira -10 sampai -12°C pembekuan tambahan mencapai suatu nilai batas.

Tegangan titik tiang-pancang ultimat dalam daerah beku permanen dapat dikira-kira [Long (1973)] pada tempat dari tiga sampai sepuluh kali tegangan pembekuan tambahan kulit ultimat. Di dalam setiap kondisi, faktor keamanan yang cukup harus digunakan dan dipertimbangkan dengan hati-hati jika kita menggunakan suatu konstribusi titik. Karena kontribusi itu dikembangkan hanya setelah slip pembekuan tambahan (dan pengurangan tegangan) terjadi.

Rayapan merupakan faktor utama kedua yang harus dipertimbangkan dalam perancangan pondasi tiang-pancang. Beberapa peneliti telah meninjau persoalan ini, dengan rekomendasi yang paling akhir dari Morgenstern dan kawan-kawan (1980). Bentuk umum persamaan rayapan saat ini adalah:

$$\frac{\dot{u}_a}{B} = \frac{3^{(n+1)/2} M_3 (f_{ad})^n}{n - 1} \quad (16-20)$$

di mana u_a = laju rayapan per tahun
 B = diameter tiang-pancang
 M_3 = parameter rayapan dengan nilai-nilai sekarang yang berikut:

$T, ^\circ\text{C}$	$M \times 10^{-6}, \text{kPa}^{-n}/\text{tahun}$
-1	4,5
-2	2,0
-5	1,0
-10	0,56

n = parameter rayapan-nilai sekarang = 3

f_{ad} = tegangan pembekuan tambahan perancangan (yang sebenarnya), kPa

Pengaturan Jarak Tiang-Pancang

Kalor laten dari campuran adonan tanah-air dan kehilangan kalor tambahan yang diperlukan untuk mereduksi adonan ke temperatur yang bergerak dari beku permanen, akan mengontrol jarak antara tiang-pancang. Jarak ini berdasarkan pada kalor (kalori) yang diperlukan untuk mengubah air menjadi es tanpa perubahan temperatur (kalor laten) dan kemudian untuk menurunkan temperatur adonan dari temperatur pada penempatan ke temperatur yang bergerak (kalor sensibel). Kalor laten air murni adalah 778 Btu atau kurang lebih 79,7 g.ca.. Dalam 1 g.ca. atau dalam 1 Btu terdapat 4,185 Joules (J). Nilai ini diberikan, untuk kalor laten H_L dari air di dalam adonan pada setiap volume satuan (1 m^3) berdasarkan pada kandungan air adonan W_m (desimal) dan kerapatan kering ρ_d dalam g/cm^3 . Dengan memperlihatkan 100^3 memberikan m^3 dan MJ, didapat hasil berikut:

$$H_L = 79,7 \times 4,185 \times \rho_d \times W_m = 333,6 \times \rho_d \times W_m \text{ [MJ/m}^3\text{]} \quad (16-21)$$

Kapasitas kalor volumetrik (volume satuan) yang berdasarkan pada kapasitas kalor dari tanah c_s dan dari air di dalam adonan yaitu:

$$c_{\text{adonan}} = \rho_d(c_s + c_w)4,185 = \rho_d(c_s + w_m)4,185 \quad \text{MJ/m}^3 \quad (16-22)$$

Nilai-nilai kapasitas kalor c_s untuk tanah mempunyai nilai dari 0,15 sampai 0,22 dengan kebanyakan nilainya sekitar 0,16 sampai 0,18. Mitchel dan Kao (1978) menjelaskan beberapa metode yang dapat dipakai untuk mengukur kapasitas kalor dan tanah kalor spesifik.

Contoh 16-7 sebuah tiang-pancang kayu akan mengangkat 150 kN dalam daerah beku permanen yang berlumpur. Daerah aktif 2 m. Walau data terbaik didapat dari profil temperatur tanah tapi kita akan mengambil temperatur bergerak rata-rata -3°C untuk tanah di bawah daerah aktif. Diameter tiang-pancang akan diambil sebagai rata-rata sebesar 200 mm. Tiang-pancang ini akan ditempatkan dalam sebuah lubang pra bor yang berukuran 310 mm dan diurug balik dengan sebuah adonan pada $W_m = 40$ persen dan $\rho_d = 1,25 \text{ g/cm}^3$. Temperatur adonan (pada penempatan) adalah $+3^\circ\text{C}$. Kerapatan beku permanen adalah $\rho_d = 1,35 \text{ g/cm}^3$ dan $W_n = 35$ persen.

Diperlukan

1. Carilah panjang tiang-pancang kira-kira jika 1,0 m tiang-pancang tersebut berada di atas tanah dan tak ada kontribusi titik.
2. Carilah jarak kira-kira untuk membatasi temperatur beku permanen sampai $-1,0^\circ\text{C}$ bila adonan ditempatkan.
3. Periksa penurunan pada akhir waktu 2 tahun.

Pemecahan. (a) Carilah panjang tiang-pancang. Berdasarkan Pers. (16-19),

$$f_{au} = M_1 + M_2(T)^{0,7} = 40 + 80(3)^{0,7} = 213 \text{ kPa}$$

Dari nilai-nilai pengujian seperti yang diberikan untuk beberapa bahan tiang-pancang maka nilai-nilai tersebut mempunyai nilai dari 120 sampai 1000 pada kayu, gunakan f_{ad} rata-rata = 250 kPa. Untuk SF = 4 (anggapan sembarang),

$$f_{\text{rata-rata}} = \frac{250}{4} = 62,5 \text{ misalkan, } 60 \text{ kPa}$$

Carilah sekarang panjang [dengan menggunakan Pers. (16-11) dengan $f_s = f_{ad}$], dengan menambahkan 2 m untuk daerah aktif dan di sini ada 1 m di atas proyeksi tanah, maka

$$\pi BL'f_{ad} = P_a$$

$$L' = \frac{150}{\pi(0,20)(60)} = 3,97 \quad \text{misalkan, } 4 \text{ m}$$

$$L = 4 + 3 = 7 \text{ m}$$

(b) Carilah estimasi jarak tiang-pancang. Dengan menggunakan $c_s = 0,18$ g.cal serta dari Pers. (16-22),

$$c_{\text{adonan}} = \rho_d(c_s + w_n) 4,185 = 1,25 (0,18 + 0,40) 4,185 = 3,03 \text{ MJ/m}^3$$

$$c_{\text{beku permanen}} = 1,35 (0,18 + 0,35) 4,185 = 2,99 \text{ MJ/m}^3 \quad (c_s \text{ yang sama untuk kedua macam tanah})$$

Kalor laten air adonan dari Pers. (16-21):

$$L = 333,6 \quad \rho_d w_m = 333,6 (1,25) 0,40 = 167 \text{ MJ/m}^3$$

Volume rata-rata adonan per meter dari penurunan tiang-pancang adalah

$$V_s = 0,7854 (0,31^2 - 0,20^2) (1) = 0,044 \text{ m}^3/\text{m}$$

Kita asumsikan bahwa kehilangan kalor dari adonan, sama dengan penerimaan kalor di dalam silinder beku permanen di sekitar tiang-pancang. Perpindahan kalor potensial ke beku permanen per meter kedalaman penambahan adalah.

$$\begin{aligned} Q &= V_s \times [H_L + (T_i - T_f)c_{\text{adonan}}] \\ &= 0,044\{167 + [3 - (-1)]3,03\} = 7,88 \text{ MJ/m}^3 \end{aligned}$$

Q ini diserap berdasarkan pada jarak s (diameter s dari volume berpusat pada sebuah tiang-pancang yang juga menghasilkan jarak tiang-pancang)

$$\begin{aligned} Q &= 0,7854s^2(T_f - T_i)c_{\text{bekupermanen}} = 7,88 \text{ MJ/m}^3 \\ 0,7854s^2[-1 - (-3)]2,99 &= 7,88 \\ s &\geq 1,29 \text{ m} \end{aligned}$$

(c) Estimasilah penurunan tiang-pancang pada akhir waktu 2 tahun. Kita akan menggunakan Pers. (16-20) dan menginterpolasikan $B \cong 1,5 \times 10^{-8}$ pada -3°C . juga $f_{ad} = 60$ kPa. Dengan mensubstitusikan nilai-nilai tersebut, maka.

$$\frac{\dot{u}}{B} = \frac{3^2(1,5 \times 10^{-8})(60)^3}{3 - 1} = 1,5 \times 10^{-2} \text{ tahun}^{-1}$$

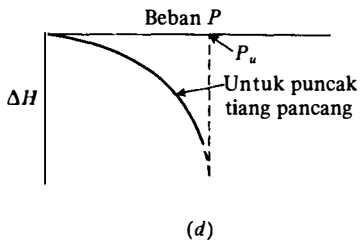
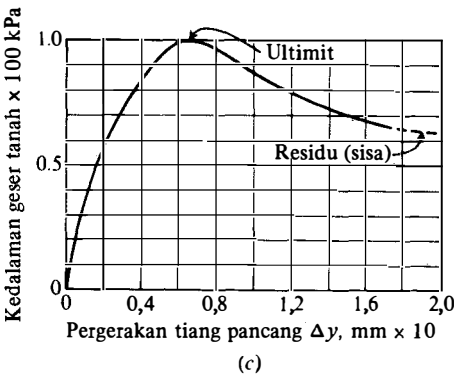
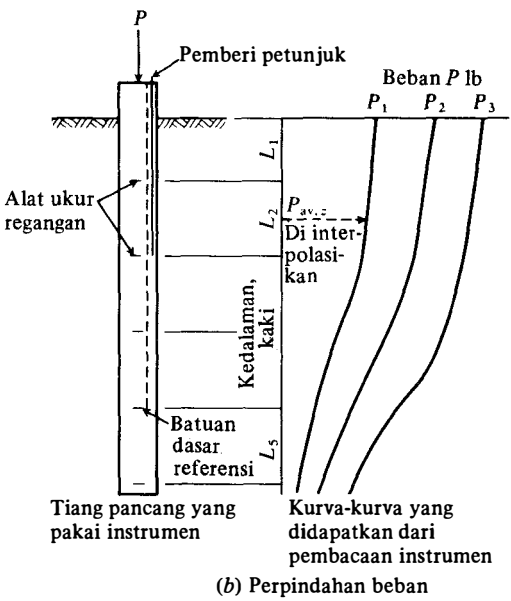
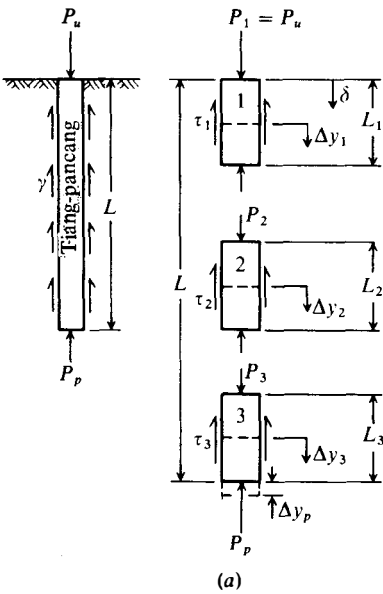
$$\Delta H = \frac{\dot{u}}{B} \times B \times \text{waktu, tahun} = 0,015 \times 0,20 \times 2 = 0,006 \text{ m}$$

Kesimpulan : $L = 7 \text{ m}$ (panjang keseluruhan)
Jarak : $s \geq 1,3 \text{ m}$ (jarak pusat ke pusat)
 $\Delta H = 6 \text{ mm}$ (penurunan yang ditaksir)

////

16-12 KAPASITAS TIANG-PANCANG STATIK DENGAN MENGGUNAKAN DATA PENGUJIAN-BEBAN PERPINDAHAN-BEBAN

Kapasitas statik dan dari sebuah tiang-pancang dapat dihitung kembali dari data perpindahan beban yang didapat dari satu atau lebih tiang-pancang pengujian yang dilengkapi peralatan secukupnya, seperti alat ukur regangan dan/atau tanda-tanda pemberi petunjuk (lihat Gambar 16-19b). Tanda-tanda pemberi petunjuk yaitu batang yang digunakan untuk mengukur dengan teliti pergerakan-pergerakan pinggiran yang dilas (welded) pada jarak yang ditentukan, dari sebuah titik referensi pada ujung tebal tiang-pancang. Selubung-muai (sleeve) dials pada poros tiang-pancang di atas pinggiran sehingga sebuah batang



GAMBAR 16-19. Metoda untuk menghitung hubungan penurunan beban untuk sebuah tiang-pancang yang dibebani secara aksial di dalam lumpur. [Menurut Coyle dan Reese (1966).]

dapat disisipkan pada sisi tersebut untuk mengukur perpindahan setelah tiang-pancang dipancang dan setelah suatu beban diterapkan. Alat ukur regangan, jika digunakan, dapat ditera untuk memberikan tegangan dalam tiang-pancang pada tempat alat ukur secara langsung dan membenarkan (corroborate) tanda-tanda pemberi petunjuk tersebut.

Perbedaan dalam beban yang diukur (atau tegangan) di antara setiap dua titik diambil sebagai beban yang dipindahkan ke tanah oleh tahanan kulit dan dianggap konstan di dalam panjang segmen. Tahanan geser dapat dengan mudah dihitung karena keliling tiang-pancang dan pancang segmen diketahui. Deformasi segmen dapat dihitung dengan menggunakan beban aksial rata-rata dalam pernyataan PL/AE , dan jika perpindahan titik diketahui atau dimisalkan, maka pergerakan segmen (yang disebut slip) diketahui. Kurva slip terhadap tahanan geser dapat digambarkan seperti dalam Gambar 16-19c, untuk digunakan kelak dalam memperkirakan kapasitas statik untuk tiang-pancang sekitarnya. Perhatikan bahwa beberapa tambahan beban harus diterapkan pada tiang-pancang untuk mengembangkan kurva perpindahan beban, dan umumnya, lebih dari sebuah kurva dari jenis yang diperlihatkan pada Gambar 16-19c diperlukan untuk membuat model yang pantas bagi respons tiang-pancang – tanah. Satu kurva dapat diperoleh dari setiap segmen tiang-pancang yang didefinisikan sebagai pinggiran/sisi pemberi petunjuk yang berdekatan, atau alat ukur regangan. Jika kurva-kurva segmen yang berdekatan agak serupa, maka komposisinya dapat digunakan: jika tidak demikian halnya, maka sebaiknya digunakan kurva-kurva individu.

Perhitungan kapasitas tiang-pancang dapat dilakukan dengan tangan [Coyle dan Reese (1966)] atau dengan menggunakan sebuah program komputer [Bowles (1974a)]. Hanya tiga sampai lima segmen tiang-pancang (tiga diperlihatkan di dalam Gambar 19-19a) yang praktis dapat dihitung dengan menggunakan tangan. Hasil yang lebih baik diperoleh dengan menggunakan sejumlah besar segmen dengan kurva perpindahan beban yang mencukupi serta kualitas yang dimiliki lengkap (baik).

Pada dasarnya metode perpindahan beban berlangsung sebagai berikut:

1. Bagi-bagilah tiang-pancang ke dalam sejumlah segmen seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 16-19a, dengan menggunakan stratifikasi dan bentuk dari kurva-kurva perpindahan beban sebagai panduan.
2. Asumsikan sebuah perpindahan ujung yang kecil Δy_p (nol boleh digunakan tapi umumnya titik ujung tersebut akan berpindah sejarak tertentu kecuali jika titik ujung ini berada di atas batuan).
3. Hitunglah tahanan titik P_p dari perpindahan titik yang diasumsikan ini. Kita boleh menerapkan sebuah "pegas" tanah dengan menggunakan k_s yang diestimasi atau menggunakan persamaan teori elastisitas untuk ΔH yang diberikan dalam Bab 5 [Pers. (5-10)]. Dengan menggunakan modulus reaksi tanah dasar k_s , maka:

$$P_p = A_p k_s \Delta y_p$$

4. Hitunglah pergerakan rata-rata (atau "slip") dari segmen alas. Untuk aproksimasi pertama anggaplah pergerakan tersebut Δy_p . Dari kurva slip perpindahan beban yang sesuai terhadap kekuatan geser carilah tahanan geser yang bersangkutan untuk nilai Δy_p ini. Misalnya (Gambar 16-19c), jika slip 2,0 mm, maka kekuatan geser yang bersangkutan 55 kPa. Beban aksial dalam tiang-pancang pada puncak segmen (segmen 3 di dalam Gambar 16-19a) ialah beban titik + beban yang diangkut oleh tahanan kulit atau

$$P_3 = P_p + L_3 \times \text{keliling} \times \tau_3$$

Sekarang hitung kembali slip elemen dengan menggunakan

$$\Delta y_3 = \Delta y_p + \frac{(P_p + P_3)L_3}{2AE}$$

sehingga diperoleh tahanan geser yang baru. Ulangi lagi siklus tersebut sampai slip yang digunakan dan slip yang dihitung berada pada konvergensi yang memuaskan. Perhatikan bahwa konvergensi mutlak hampir tidak mungkin dan mempunyai ke yang digunakan dan slip yang dihitung berada pada konvergensi yang memuaskan.

5. Dengan konvergensi dalam segmen alas, teruskan ke segmen atas berikutnya (segmen 2 di dalam Gambar 16-19a). Estimasi pertama dari slip dalam segmen tersebut adalah slip yang dihitung paling akhir (Δy_3) dari elemen yang tepat di bawahnya. Dari slip ini dapatkan tahanan geser yang bersangkutan dan hitunglah beban tiang-pancang P_2 (dari kasus ini) dan P_3 untuk mendapatkan slip yang sudah diperbaiki sebagai

$$\Delta y_2 = \Delta y_3 + \frac{(P_2 + P_3)L_2}{2AE}$$

Ulangi lagi siklus tersebut sampai diperoleh konvergensi yang sesuai, kemudian teruskan ke segmen atas berikutnya, dan selanjutnya.

6. Beban tiang-pancang ultimat (pada segmen puncak) diperoleh sebagai

$$P_u = P_1 = P_p + \sum L_i p_i \tau_i$$

Kita dapat melihat ini adalah Persamaan (16-5a) dengan menggunakan tahanan kulit yang diberikan oleh Persamaan (16-11) di mana kita menentukan $A_{si} = L_i p_i$ dan $f_s = \tau_i$

Dapatkan suatu taksiran penurunan tiang pancang atau pergerakan bagian puncak vertikal ΔH sebagai.

$$\Delta H = \sum \Delta y_i + y_{\text{titik}}$$

Yaitu, dengan mudah jumlahkan pergeseran-pergeseran dari beberapa segmen tiang pancang + pergeseran titik.

Tegangan geser versus kurva-kurva slip tiang pancang dari Gambar 16-19c, kadang-kadang disebut kurva-kurva $t-z$ ($t = \text{tau} = \text{simbol yang kadang-kadang dipakai untuk tegangan geser } s$, dan z adalah slip poros tiang pancang berkenaan dengan tanah yang ada didekatnya). Kraft dan kawan-kawan (1981) mengusulkan suatu prosedur semi-teoritis untuk mendapatkan kurva-kurva $t-z$. Prosedur tersebut paling baik disebut sebagai semi teoritis karena metode ini sangat teoritis tetapi kalau di singkat menjadi persamaan untuk pembentukan kurva, metode tersebut perlu mengasumsikan:

- a) Tegangan geser pada permukaan tanah-tiang pancang
- b) G' modulus geser tanah (atau lapangan mengukurnya dengan cara bagaimanapun)
- c) Suatu parameter empiris R_f
- d) Suatu perkiraan tegangan geser maksimum (s_{maks}).
- e) Suatu perkiraan radius pengaruh r_m di mana tegangan geser berkisar dari suatu maksimum pada poros tiang pancang sampai nol pada r_m dari tiang pancang.

Ini agaknya adalah asumsi-asumsi yang besar/banyak. Meskipun demikian, jika kita mempunyai pengujian-pengujian tiang pancang yang dapat dipakai dan metoda yang diprogram, kita dapat dengan cara coba-coba memperoleh kesesuaian yang baik antara harga-harga yang diperkirakan dengan harga-harga yang terukur untuk pengujian tiang pancang yang sedang dipertimbangkan.

Hasil-hasil pengujian beban adalah sangat khas setempat dalam arti hasil tersebut merupakan respon hanya untuk tiang pancang pada lokasi tersebut-dan tergantung pada

interpretasi. Karena itu disarankan bahwa dalam situasi praktis jika kita dapat memperoleh tiga atau empat penampang kurva pemindahan beban, kita dapat selanjutnya membentuk dua atau lebih kurva-kurva pemindahan geser dan memakai prosedur sederhana seperti yang dijelaskan dalam Gambar 16-19.

16-13 **TIANG-PANCANG TARIK-TIANG-PANCANG YANG MENAHAN DESAKAN KE ATAS**

Tiang-pancang tarik dapat digunakan di bawah bangunan untuk menahan desakan keatas yang berasal dari tekanan hidrostatik. Tiang-pancang tarik dapat digunakan untuk menopang konstruksi di atas tanah ekspansif. Guling (overturning) yang disebabkan oleh angin, beban es, dan kawat yang putus dapat menghasilkan gaya-gaya tegangan yang besar untuk menara transmisi tenaga (power-transmission towers). Dalam situasi seperti ini maka tiang-pancang atau pir yang menopang kaki-kaki menara harus direncanakan dengan gaya tekan dan dengan gaya tarik. Dalam semua kasus ini maka analisis tiang-pancang statik dapat digunakan untuk mendapatkan tahanan tegangan ultimat P_{tu} dari Pers. (16-5b) yang dimodifikasi sedikit sebagai:

$$P_{tu} = \Sigma P_{si} + P_{pb} + W \tag{16-23}$$

di mana ΣP_{si} = tahanan kulit dari beberapa lapisan pembenaman lebih pada kedalaman L dan dihitung sebagai

- $P_{vi} = A_{sfs}$
- $f_s = c_a + q K \tan \delta$
- $A_s = \text{keliling poros} \times \Delta L$
- $P_{pb} = \text{kapasitas tarik-keluar dari perbesaran dasar (bell) mungkin juga dari penyedotan, tetapi penyedotan biasanya transien.}$
- $W = \text{berat total tiang pancang atau pir/kaison yang dibor}$

Adesi c_a adalah beberapa fraksi kohesi, \bar{q} adalah tekanan beban (overburden) efektif sampai pertengahan kedalaman dari elemen ΔL , dan K adalah koefisien tekanan tanah lateral. Sebagian besar tiang pancang tarik/pir adalah poros-poros (shaft) yang lurus sehingga faktor P_{pb} adalah nol dan tahanan utama untuk menarik keluar adalah tahanan kulit dan berat poros (shaft), untuk tiang pancang beton pracetak dan logam yang didorong, harga K yang sama untuk kompresi dan tarikan tampaknya sesuai atau dengan sedikit reduksi untuk memungkinkan memperhitungkan orientasi partikal selama pemancangan dan tegangan-tegangan sisa. Harga K yang lebih besar daripada K_0 seharusnya sesuai untuk pasir karena ada beberapa perpindahan volume. API (1984) mengusulkan $K = 0,8$ untuk tiang pancang tarik (dan kompresi) dalam pasir untuk tiang pancang dengan perpindahan volume kecil, dan $K = 1$ untuk tiang-pancang pemindahan. Untuk tiang pancang yang dipancarkan pada lempung kita dapat menggunakan metode yang sama seperti untuk tiang-pancang kompresi/tekan (metode-metode α, λ, β)

Untuk sumur-sumur yang dibor pendek yang diisi dengan beton seperti yang umumnya dipakai untuk dasar-dasar menara transmisi listrik dan yang serupa di mana kedalamannya sebesar 5 sampai 6 meter maksimum, kita harus melihat pada diameter sumur. Harga-harga berikut ini disarankan untuk tiang pancang dalam pasir (berdasarkan pada analisa penulis dari beberapa kasus)

$K =$	Diameter poros
K_a	$\leq 300 \text{ mm (12 in)}$
$\frac{1}{2}(K_a + K_o)$	$300 < D \leq 600$
$\frac{1}{3}(K_a + K_o + K_p)$	> 600

Data dasar meliputi pengujian-pengujian tekanan pada tiang-pancang beton yang dicetak di tempat dengan diameter 150 sampai berkisar dari 1066 mm (6 satnpai 42 inci). Dasar pemikiran untuk harga-harga K ini adalah bahwa dalam tiang-pancang yang berdiamter lebih kecil pelengkungan (arching) dalam beton basah tidak membentuk banyak tekanan lateral terhadap tanah poros, sedangkan poros yang berdiameter lebih besar (lebih besar dari 24 inci) mengijinkan tekanan lateral penuh dari beton basah untuk berkembang sehingga suatu tekanan permukaan batas yang relatif tinggi diperoleh.

Melengkapi dasar dengan sok (belling the base) biasanya dilakukan untuk pir menara transmisi dan tiang-pancang/pir dalam tanah-tanah ekspansif. Sebuah tiang-pancang yang berdiameter 0,35 sampai 0,50 serta panjangnya 3 sampai 5 m dengan dasar yang diberi sok dan berdiameter 1 sampai 1,2 m dapat memikul gaya tekan yang cukup besar hanya dengan menggunakan suku cN_c dan suku $\bar{q}N_q$ dari persamaan kapasitas dukung (tanpa tahanan kulit). Tahanan tarikan keluar dapat diestimasi dengan menggunakan tahanan kulit poros + berat tiang-pancang serta metode dari Bagian 4-13. Jika tanah tersebut mempunyai kemampuan yang memadai dan perluasan dasar pada orde $2D$, maka kapasitas tarikan keluar dari tiang-pancang seharusnya kira-kira 2 kali tahanan kulit poros tambah berat tiang-pancang.

Tiang-pancang yang digunakan untuk memisahkan bagian bangunan di atas tanah dari tanah ekspansif haruslah mempunyai poros-poros yang bebas dari gesekan dalam daerah aktif. Hal ini akan mengurangi gaya-gaya tarik dalam poros atas bila tanah yang berekspansi ke arah atas, Gesekan poros dapat dikurangi oleh:

1. Dengan membuat poros tiang-pancang sekecil dan sepraktis mungkin.
2. Dengan membiarkan ruangan berbentuk cincin (annular space) di sekitar poros diisi dengan bahan butiran bebas, serbuk gergaji, jerami, atau bahan lain yang dapat di-kompresi tapi tidak mampu mengadakan adesi terhadap tiang-pancang.

Langkah pertama dalam merancang sebuah tiang-pancang dalam tanah-tanah ekspansi adalah memperkirakan kedalaman daerah aktif sehingga sebuah sok dapat dibentuk di bawah daerah ini pada tanah yang cukup mampu, dan sehingga tiang-pancang tersebut dapat direncanakan untuk dukungan titik. Sok dibuat dengan dimensi yang cukup untuk dukungan, sehingga gaya-gaya tegangan tidak akan menggesernya dari poros. Poros tersebut dirancang dengan batang-batang penguat yang cukup (pada kasus biasa maka digunakan tiang-pancang beton) untuk mengangkat gaya tegangan dan gaya kompresi tanpa keruntuhan.

Bila sebuah tiang-pancang jangkar berada pada sudut, maka dibutuhkan beberapa modifikasi seperti dalam perhitungan pada Bab 4-11, harap lihat kembali Hanna (1773, dan kepustakaan lain yang berguna sesuai dengan maksud tersebut).

16-14 TIANG-PANCANG YANG DIBEANI SECARA LATERAL

Tiang-pancang dalam kelompok seringkali dipengaruhi beban aksial dan beban lateral. Perencana-perencana terdahulu menganggap bahwa tiang-pancang hanya dapat mengangkat beban aksial dengan metode-metode grafik yang digunakan untuk mencari beban masing-masing tiang-pancang dalam satu kelompok. Dalam hal ini suatu poligon gaya yang mengandung gaya-gaya horisontal yang dibutuhkan tiang-pancang adonan (batter piles) membawa beban horisontal sebagai suatu komponen dari beban aksial. Tempat-tempat tanda (sign posts), tonggak-tenaga, dan banyak tiang-pancang di lautan yang mewakili sekumpulan besat tiang-pancang yang tertanam sebagian serta yang dipengaruhi oleh beban-beban lateral yang tadinya cenderung dirancang sebagai "tonggak-tonggak yang dibe-

bani secara lateral". Praktek pada masa kini memperlakukan jangkauan sepenuhnya dari bagian-bagian konstruksi vertikal yang langsing (atau yang dimiringkan), seluruhnya atau sebagian, ditanamkan di dalam tanah, seperti tiang-pancang lateral. Sejumlah besar pengujian beban telah mensahkan sepenuhnya konsep tiang-pancang vertikal yang mampu mengangkut beban-beban lateral dengan geseran dan lenturan (bending) dibandingkan sebagai bagian-bagian yang dibebani secara "aksial". Juga sudah biasa menggunakan superposisi untuk menghitung tegangan tiang-pancang bila terdapat beban aksial dan beban lateral. Bowles (1974a) mengusulkan sebuah program komputer untuk menganalisa tegangan tiang-pancang bila terdapat beban lateral dan beban aksial (termasuk efek $P-\Delta$) serta kasus umumnya dari sebuah tiang-pancang yang seluruhnya atau sebagian ditanamkan dan dimiringkan. Analisis ini diluar bahan yang dibahas dalam buku ini; tapi analisis konvensional untuk tiang-pancang yang dibebani secara lateral, yang ditanamkan seluruhnya atau sebagian, tanpa beban aksial akan ditinjau dalam paragraf berikutnya.

Semua usaha untuk menganalisa tiang-pancang yang dibebani secara lateral adalah dengan menggunakan metoda beda-hingga (finite-difference method) di antaranya termasuk yang dilakukan Howa (1955), Matlock dan Reese (1960), dan Bowles dalam terbitan pertama dari buku ini (1968). Matlock dan Reese (1960) menggunakan metoda beda-berhingga untuk mendapatkan sederetan kurva nondimensional, sehingga orang yang menggunakannya dapat memasuki kurva yang sesuai dengan baban lateral yang diberikan dan memperkirakan defleksi garis tanah dan momen lentur maksimum dalam poros tiang-pancang. Berdasarkan alasan yang pasti, maka hanya variasi modulus tanah terhadap kedalaman yang dipilih khusus yang diperbolehkan sebagai masukan pemecahan semacam ini.

Reese (1977) terus mempelajari metode beda-hingga mula-mula dan memperluas analisa tersebut dengan menggunakan variasi modulus tanah sepanjang poros tiang-pancang dalam bentuk kurva $p-y$ seperti yang digunakan McClelland dan Focht (1958). Dalam kurva-kurva ini p adalah modulus reaksi tanah dasar yang digali dengan lebar tiang-pancang (atau efek ekuivalen yang sama sehingga didapatkan satuan-satuan dari E_s) sedangkan y adalah defleksi sepanjang poros tiang-pancang. Hasil kali ekuivalen dengan sebuah beban balok uniform w serta dengan satuan-satuan yang sama. Kurva $p-y$ identik dengan kurva q terhadap δ dari Gambar 9-10b. Dalam teorinya orang menggunakan sebuah kurva $p-y$ untuk setiap simpul sepanjang poros tiang-pancang. Pada prakteknya, di mana pengujian beban lateral dihitung kembali untuk mendapatkan kurva-kurva $p-y$, maka hanya sebuah kurva tunggal yang dapat dikembangkan dan berlaku, karena defleksi yang diketahui hanyalah pada atau di atas garis tanah kecuali jika digunakan sebuah tiang-pancang pipa kosong dengan alat penunjuk tanda yang dipasang pada tiang-pancang pipa tersebut. Jika defleksi simpul tidak diketahui, maka sebuah kurva $p-y$ dapat dikembangkan dengan sebuah komputer, tapi hasilnya hanya merupakan suatu perkiraan.

Tidak mudah untuk membuat program metode beda-berhingga karena persamaan beda ujung dan persamaan beda dalam tidaklah sama. Persamaan-persamaan tersebut akan tergantung pada apakah kepalanya bebas, atau tranlasi dan rotasi teregang. Kesukaran-kesukaran lain dijumpai jika bagian tiang-pancang (pile section) tidak konstan, dan stratifikasi tanah serta berdasarkan pertimbangan-pertimbangan memerlukan penggunaan segmen panjang yang variabel. Sudah tentu, bahwa semua faktor ini dapat diperhitungkan, tapi hal ini tidak dapat dilakukan secara langsung.

Matriks beda-hingga adalah $N \times N$ di mana N adalah banyaknya simpul. Ukuran matriks ini dan suatu jarak simpul yang besar merupakan keuntungan bagi komputer-komputer terdahulu dengan memori yang terbatas; meskipun demikian, dengan cepat ditemukan bahwa jarak simpul yang lebih dekat (dan bertambah dalam N) menghasilkan data desain tiang pancang yang lebih baik. Sebagai contoh, sering bermanfaat untuk mem-

punyai suatu jarak simpul yang dekat di dalam kira-kira sepertiga bagian atas dari suatu tiang pancang. Matriks beda hingga akan membutuhkan semua simpul untuk mempunyai jarak yang sama dan untuk jarak 0,3 meter pada suatu tiang pancang 36 m memerlukan 121 simpul untuk suatu matriks yang berukuran $N \times N = 14641$ kata atau 58,6 kbytes. Ukuran ini mungkin akan memerlukan ketepatan dua kali sehingga nantinya matriks ini akan menggunakan 117 kbytes. Waktu pemecahan cukup lama untuk sebuah komputer besar dan hampir tidak memungkinkan untuk komputer jenis PC. Metode Elemen Hingga (FEM) dengan dua NP per simpul dalam gambaran di atas akan memerlukan suatu matriks berukuran $2N \times 2N = 234,2$ kbytes dalam ketepatan tunggal.

Dengan matriks pita (band matrix) metode reduksi sekarang tersedia, contoh berikutnya dapat dipecahkan dengan menggunakan rumus elemen balok seperti pada Bab 9 dengan suatu matriks berukuran $2N \times$ lebar pita di mana lebar-pita selalu 4 untuk contoh ini.

$$\text{Ukuran} = 2 (121) \times 4 = 968 \text{ kata atau } 3,9 \text{ kbytes memory}$$

Aturan ini dapat dengan mudah dipecahkan dalam ketepatan tunggal dalam waktu yang sangat singkat baik dengan komputer besar maupun kecil. Sebenarnya dalam contoh ini kita barangkali akan menggunakan panjang elemen 0,3 m dalam 3 m bagian atas, kemudian meningkat ke panjang 0,5 m untuk 3 m berikutnya, kemudian panjang 0,75 untuk 6 m, dan kemudian sampai panjang 1 m dan kemudian panjang 2 m untuk sisanya menghasilkan kira-kira 40 sampai 50 simpul (dengan memakai kira-kira 0,6 hingga 0,8 kbytes memory) dan masih memperoleh satu set data respon tiang-pancang yang memuaskan untuk $L/3$ bagian atas dari kedalaman penanaman dimana desain biasanya kritis.

Sebagai tambahan untuk lebih mempermudah dalam membuat program, Metode Elemen Hingga (FEM) mungkin membuat model tiang pancang lebih realistis daripada FD karena pergeseran simpul dan rotasi kedua-duanya dipakai. Ini harus menentukan lebih baik kurva elastis tiang pancang daripada pergeseran-pergeseran sendiri seperti dalam FD. Kondisi batas sangat lebih mudah untuk membuat model-baik untuk pergeseran nol dan/atau rotasi atau untuk harga-harga yang diketahui dari pergeseran-pergeseran simpul. Juga memberikan FEM beberapa keuntungan adalah bahwa program yang sama untuk pondasi elastis balok dapat dipakai untuk tiang pancang lateral dengan penambahan hanya beberapa baris kode.

Di dalam pemecahan FEM untuk tiang-pancang lateral, kita sebaiknya menggunakan bentuk yang lebih umum dari K_s sebagai

$$k_s = A_s + B_s Z^n \quad (9-10)$$

Atau dimana ada masalah bahwa penampang k_s tidak bertambah tanpa loncatan suatu bentuk sebagai berikut.

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1} \frac{Z}{B} \quad (16-24)$$

dapat digunakan di mana z = kedalaman dan B = lebar tiang-pancang atau diameter. Persamaan yang terakhir ini saat ini belum termasuk dalam program komputer B-5 dalam lampiran B tetapi dapat dengan mudah ditambahkan.

Salah satu dari persamaan-persamaan ini untuk k_s bersama dengan cara-cara di dalam program untuk mengurangi pegas simpul garis permukaan dan untuk memberi masukan pegas-pegas simpul tanah pilihan untuk memperhitungkan lensa-lensa, lowongan-lowongan, dan sebagainya, dan menggunakan X_{\max} untuk membentuk efek non-linier adalah kira-kira setepat suatu model tiang pancang-tanah dapat dibenarkan oleh beban-beban tiang pancang dan data tanah. Meskipun jika kita mempunyai suatu pengujian beban tiang-pancang lateral

- dalam daerah ini seharusnya lebih pendek. Hindarilah segmen-segmen yang singkat pendek yang berdekatan dengan segmen panjang; tempatkan simpul-simpul pada perubahan penampang tiang-pancang, pada perubahan lapisan tanah, dan ditempat-tempat di mana gaya-gaya sedang dipakai. Pada umumnya 10 sampai 15 segmen sudah memadai dengan 4 sampai 6 sepertiga bagian atas dari panjang poros yang ditanamkan.
2. Tiang-pancang yang ditanamkan sebagian mudah dianalisa dengan menggunakan JTSOIL, sama dengan simpul di mana tanah bermula (sama seperti untuk dinding papan turap).
 3. Tunjukkan (identifikasi) setiap simpul yang mempunyai translasi dan/atau rotasi nol. NZX = banyaknya X yang mempunyai perpindahan nol. Gunakan kode elemen (element coding) untuk mengidentifikasi nilai-nilai X yang merupakan masukan dengan menggunakan NXZERO (I).
 4. Buatlah suatu perkiraan modulus reaksi tanah dasar dan variasi kedalamannya (AS, BS, EXPO). Perhatikan bahwa baik AS maupun BS boleh sama dengan nol; EXPO = 0,5, 0,75, 1,0 atau 1,5 mungkin sesuai cara lainnya adalah menggunakan suatu persamaan yang serupa dengan pers. (16-24).
 5. Hitung baik data pengujian beban lateral jika tersedia perkiraan k_s yang terbaik. Kita seharusnya tidak mencoba mendapatkan data yang benar-benar tepat dengan perhitungan balik tersebut, karena variasi tempat dan perubahan jenis tiang-pancang (pipa terhadap H) menghalangi adanya nilai k_s yang baik. Jumlah pengujian tiang-pancang yang sangat banyak yang dilaporkan oleh Alizadeh dan Davisson (1970), dengan jelas memperlihatkan bahwa perbaikan besar dalam perhitungan kembali tidak diperlukan. Tapi, kita seharusnya menggunakan beban lateral dalam pengujian beban yang paling dekat dengan beban kerja untuk memperoleh hasil terbaik.

Di tempat-tempat di mana tidak tersedia pengujian-pengujian beban tiang-pancang, sejumlah nilai k_s yang tidak pantas harus diperkirakan secara keseluruhan. Berikut ini mewakili beberapa persamaan yang tersedia untuk membuat perkiraan modulus lateral dari reaksi tanah dasar.

1. Perkiraan yang diusulkan oleh pangarang adalah melipat duakan Persamaan (9-9) karena disekiling tiang pancang menghasilkan suatu tahanan geser samping yang sangat besar. Suatu faktor kedalaman harus ditambahkan untuk menghasilkan

$$\begin{aligned} k_s &= 24(\text{SF})q_a + C\bar{q}N'_q \quad (\text{kcf}) \\ &= 80(\text{SF})q_a + C\bar{q}N'_q \quad (\text{kN/m}^3) \end{aligned} \quad (16-25)$$

di mana q_a = tekanan tanah yang diizinkan = q_u untuk uji kompresi tak terbatas. Ini memberikan (dalam satuan-satuan F_{ps}) faktor pertama 24 (3) q_u untuk lempung dan kira-kira dua kali harga 67 s_u yang disarankan oleh Davisson dan Robinson (1965). Kemudian Robinson (1978) menemukan bahwa 67 s_u adalah kira-kira setengah harga k_s yang ditunjukkan oleh suatu seri pengujian beban lateral (yaitu, 72 q_u adalah kira-kira harga yang benar).

API (1984) mengusulkan bahwa kapasitas dukung lateral lempung lunak ($c \leq 2$ ksf) terbatas sampai $9c$ dan untuk lempung keras suatu harga antara B dan $12c$ [lihat Gazioglu dan O'neil (1985) untuk diskusi yang detail]. Untuk metode kurva p - y Reese ini memberikan harga-harga batas $p = 9cB$ dengan satuan-satuan F_{ps} kips atau pon/kaki. Harga ini umumnya tidak dapat dibagi dengan B^2 (lebar tiang pancang) untuk memperoleh k_s karena harga-harga yang dihasilkan akan terlalu kecil. Dengan Persamaan (16-25) dalam F_{ps} ini akan menghasilkan $k_s \approx 108q_u$.

Faktor N'_q memberikan suatu penambahan kedalaman dan kita dapat menggunakan N'_q yang diberikan sebelumnya pada bab ini atau suatu harga N_q dari tabel 4-4.

Gunakan $C = 24$ atau 80 (yaitu, lipat-duakan 12 atau 40 dihasilkan dari Persamaan (9-10a).

2. Kita dapat melipatduakan setiap persamaan lain yang diberikan dalam Bag. 9-6, seperti modifikasi persamaan kapasitas dukung atau persamaan Vesic [Persamaan (19-6)] . Persamaan yang belakangan ini diberikan untuk setelah untuk semua melipatduakan tujuan praktis $k_s = 1$ sampai $1,3 E_s$.
3. Glick (1984) dengan menggunakan hasil pekerjaan orang lain mengusulkan

$$k'_s = \frac{22,4E_s(1 - \mu)}{(1 + \mu)(3 - 4\mu)[2 \ln(2L/B) - 0,443]} \quad (\text{satuan } E_s) \quad (16-26)$$

di mana L = panjang tiang-pancang (panjang gelombang dari kurva sinus), kaki atau m .
 B = diameter tiang-pancang, kaki atau m

Dari Francis (1964) persamaan ini dapat ditulis kembali untuk tiang pancang beton baja dan baja sebagai berikut:

$$k'_s = \frac{19,5E_s(1 - \mu)}{(1 + \mu)(3 - 4\mu)(8,5 - \log k'_s)} \quad (16-26a)$$

Setelah menjawab K_s dengan cara coba-coba dalam persamaan ini atau menggunakan Persamaan (16-26) didapatkan

$$k_s = \frac{k'_s}{B}$$

4. Dengan menggunakan pengujian pengukur tekanan [Chen (1978)] untuk mendapatkan E_s menghasilkan
Tanah tak berkohesi:

$$k_s = \frac{3E_s}{B} \quad (16-27)$$

Untuk tanah kohesif :

$$k_s = \frac{1,6E_s}{B} \quad (16-27a)$$

Harga k_s yang diperoleh dari metode 2-4 di atas memberikan harga A_s (AS dalam program komputer). Harga-harga ini dapat memberikan suatu variasi kedalaman jika harga-harga pada beberapa kedalaman diplot sebagai k_s versus z dan suatu kurva yang paling cocok (bestfit) dibuat untuk mendapatkan A_s dan B_s .

Tabel 16-4 memberikan kisaran harga k_s untuk beberapa tanah yang dimaksudkan sebagai suatu pedoman harga-harga yang mungkin yang diperoleh dari metode-metode yang lebih tepat. Kita akan mengambil sebagai representatif dari faktor A_s pada kedalaman kira-kira 3-6 m.

Harga dari modulus tegangan-regangan E_s untuk tanah dipakai untuk menghitung k_s dapat diestimasi dari beberapa metode berikut:

1. Pengujian triaksial yang menggunakan modulus sekan antara 0 dan 0,25 sampai 0,5 dari puncak tegangan penyimpang. Modulus tangen semula dapat juga digunakan.
2. Pengujian alat pengukur tekanan lubang bor.
3. Pengujian penetrasi standar [Yoshida dan Yoshinaka (1972)] untuk mendapatkan

$$\begin{aligned} E_s &= 650N && \text{kPa} \\ &= 13,5N && \text{ksf} \end{aligned} \quad (16-28)$$

TABEL 16-4 Nilai-nilai representatif modulus reaksi tanah dasar lateral (nilai A_s di dalam persamaan $k_s = A_s + Bz^n$)

Tanah †	k_s, k_{cf}	$k_s, \text{MN/m}^3$
Kerikil berpasir mampat	1400 – 2500	220 – 400
Pasir kasar mampat sedang	1000 – 2000	157 – 300
Pasir sedang	700 – 1800	110 – 280
Pasir halus, murni atau berlumpur	500 – 1200	80 – 200
Lempung keras (basah)	350 – 1400	60 – 220
Lempung keras (jenuh)	175 – 700	30 – 110
Lempung sedang (basah)	250 – 900	39 – 140
Lempung sedang (jenuh)	75 – 500	10 – 80
Lempung lembek	10 – 250	2 – 40

† Baik yang basah maupun yang kering kecuali jika yang lain yang ditunjuk.

Persamaan ini mempunyai kesalahan maksimum sebesar kira-kia 100 persen dengan kesalahan rata-rata yang dekat dengan ± 20 persen N ini adalah sebesar N_{70} (lihat di bawah palu donut pada tabel 3-3)

4. Penggunaan data pengujian konsolidasi untuk mendapatkan m_v dan menghitung modulus tegangan-regangan [Francis (1964)] sebagai

$$E_s = \frac{3(1 - 2\mu)}{m_v}$$

(16-29)

Penelitian yang dilakukan pengarang dengan menghitung balik k_s dari tiang-pancang dalam tanah tak berkohesi pada tempat yang sama, menunjukkan bahwa Persamaan (9-10) seharusnya ditulis ulang sebagai

$$k_s = s_1 A_s + s_2 B_s Z^n$$

- di mana $S_1, S_2 = 1,0$ untuk tiang-pancang bujur sangkar (modulus referensi)
- $S_1 = 1,3$ sampai $1,7$ untuk tiang-pancang bundar
- $S_2 = 2,0$ sampai $4,4$ untuk tiang-pancang bundar

Apakah faktor-faktor bentuk ini sesungguhnya berasal dari respons tanah yang berbeda untuk tiang-pancang bundar atau disebabkan oleh data yang dilaporkan secara salah dari pengabaian distorsi pipa kosong (secara lateral kedalam bentuk lonjong) di bawah pengaruh beban lateral tidak diketahui pada waktu ini. Baru-baru ini Gleser (1983) dan yang lainnya telah mengamati bahwa respon suatu tiang-pancang bundar berbeda dengan tiang pancang H atau kotak dalam kesesuaian yang umum dengan di atas.

k_s untuk pembebanan berputar (cyclic) harus dikurangi 10 sampai 50 persen dari harga untuk pembebanan statis. Besarnya pengurangan sangat tergantung pada pergeseran-pergeseran selama putaran-putaran pertama dan selanjutnya.

Analisa kuasi-dinamik tiang-pancang di lepas pantai yang dipengaruhi gaya-gaya gelombang dapat dicari dengan menerapkan gaya gelombang sesaat (instant wave force) pada simpul-simpul dengan bebrapa interval waktu diskirit yang sangat rapat.

Program tiang-pancang lateral dapat digunakan untuk mendapatkan konstanta-konstanta tiang-pancang yang diperlukan bagi analsia kelompok Bab 18. Gambar 16-21 menggambarkan bagaimana keluaran komputer dinyatakan dalam grafik untuk mendapatkan kemiringan kurva yang merupakan konstanta yang diinginkan. Perhatikan bahwa konstan-

ta-konstanta ini serupa dengan modulus elastisitas.

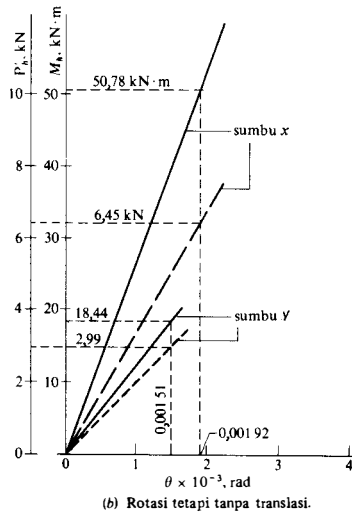
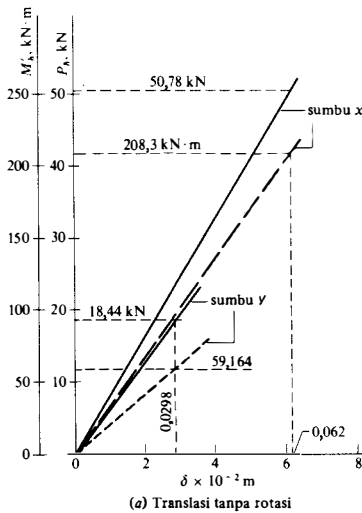
Prosedurnya adalah:

1. Menetapkan kepala tiang-pancang yang melawan translasi [$NZX = 1$ dan $NXZERO(1) = 2$ karena $NP = 2$ merupakan translasi NP pada simpul 1]. Pakailah sederetan momen untuk $NP = 1$. Keluaran komputer memberikan rotasi pada simpul 1 yang digambarkan terhadap M . Juga buatlah grafik gaya tak berimbang (diperlukan untuk menahan translasi) terhadap M seperti pada Gambar 16-21a. Kemiringan-kemiringan kedua kurva ini merupakan kedua konstanta tiang-pancang yang diinginkan.
2. Menetapkan kepala tiang-pancang melawan rotasi [$NZX = 1$, $NXZERO(1) = 1$]. Pakai sederetan beban lateral untuk $NP = 2$. Keluaran komputer adalah translasi pada simpul 1 yang digambarkan terhadap P . Gambarkan juga momen ujung dalam elemen 1 pada simpul tetap terhadap P . Kedua grafik ini diperlihatkan dalam Gambar 16-21b. Kemiringan-kemiringan dari kedua kurva ini merupakan kedua konsta tiang-pancang yang diinginkan.

GAMBAR 16-21 Penggunaan program komputer tiang pancang lateral untuk mengem-bangkan 'konstanta-konstanta tiang pancang' Gambar di atas menga-sumsikan suatu sistem elastis di atas kisaran penuh beban-beban dan me-merlukan empat pengerjaan komputer yang terpisah (dua mengenai tiap-tiap sumbu tiang pancang. Untuk suatu tiang pancang simetris hanya dua pengerjaan yang diperlukan. Tetapkan kepala terhadap translasi untuk satu pengerjaan (run) dan terhadap translasi untuk 1 pengerjaan.

Data masukan (input) tiang pancang:

HP 360 x 174
Dapatkan I_x, b_{pi}, I_y, d' dari Tabel A-1
 $E = 200\,000\text{ Mpa}$
10 Elemen : 3 @ 1,2 @ 1,5 , 2 @ 2 , dan 3 @ 3 m
 $k_s = 200 + 50 Z^{0.5}$
REDFAC = 0,9



Jika pergeseran kecil dan tidak ada efek tak linier dipertimbangkan, kita hanya perlu menerapkan momen tunggal dalam langkah 1 di atas dan beban lateral tunggal dalam langkah 2, karena sistem tanah-tanah pancang adalah linier di atas kisaran beban berapa pun jika tidak ada efek tanah tak linier yang diperhitungkan. Untuk suatu kurva lurus yang melalui asalnya hanya suatu set tunggal dari titik-titik ditambah asalnya yang diperlukan untuk menentukan kurva dan kemiringannya.

Contoh 16-8. Diberikan sebuah lumpur endapan (alluvial silt) yang lembek dengan kekuatan geser 13,8 sampai 20,7 kPa dan tiang-pancang beton bertulang bujur sangkar 305 mm, $I = 0,00072 \text{ m}^4$. Ambil $\mu = 0,4$ dan $m_v = 4,679 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$. Data ini diberikan dalam Francis (1964) tetapi diubah pengarang ke dalam SI. Berapakah k_s , menurut persamaan Vesic dan menurut metode Bowles? Walaupun disebutkan sebuah sumber tapi tidak ada pernyataan apakah data tersebut nyata atau fiktif; E_c diberikan sebesar $2 \times 10^6 \text{ psi}$ yang tidak realistis untuk tiang panjang beton.

Pemecahan (a) Dengan persamaan Vesic [Pers. (9-6) dilipatduakan] ambillah $E_c = 20683200 \text{ kPa}$. Carilah E_s dengan menggunakan Pers. (16-29):

$$E_s = \frac{3[1 - 2(0,4)]}{0,00047} = 1277 \text{ kPa}$$

$$k_s B = 2 \times 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \mu^2} = 1,3 \sqrt[12]{\frac{1277(0,305)^4(12)}{20,68 \times 10^6(0,305^4)}} \frac{1277}{1 - 0,4^2} = 1084 \text{ kPa}$$

$$k_s = \frac{1084}{0,305} = 3550 \text{ kN/m}^3$$

(b) Dengan metode Bowles dan dengan menggunakan s_u = kohesi dan $q_u = 2c$ dan menggunakan harga rata-rata untuk c kita mendapatkan

$$k_s = 80 \times 2c = 160 \left(\frac{13,8 + 20,7}{2} \right) = 2760 \text{ kN/m}^3$$

untuk $\delta = \frac{1}{2}$

$$k_s = 2760 \times 2 = 5520 \text{ kN/m}^3$$

Kisaran k_s adalah dari 2760 sampai 5500. Pada daerah bagian atas harga kekuatan geser yang lebih rendah barangkali bekerja sehingga harga k_s sebesar 3500 kN/m^3 dapat dipakai jika pergeseran lateral terbatas sampai kira-kira $\frac{1}{2}$ inci atau 12 mm.

////

Contoh 16-9. Diberikan tiang-pancang yang sama seperti Contoh 16-7 tapi lempung berpasir dengan kekuatan geser = 2,9 ksf [juga dari Francis (1964)]. Nilai $m_v = 0,286 \text{ in}^2/\text{kip}$ dan $\mu = 0,4$; ubahlah data tiang-pancang SI ke dalam F_{ps} dan dapatkan tiang-pancang beton bujur-sangkar dan $E_c = 3000 \text{ ksi}$. Carilah k_s dengan persamaan Vesic, Pers. (16-14), dan metode Bowles.

Pemecahan (a) Dengan metode Vesic

$$I = 1728 \text{ in}^4$$

$$E_s = \frac{3(1 - 2\mu)}{0,286} = 2,097 \text{ ksi} = 302 \text{ ksf}$$

$$k_s B = 1,3 \sqrt[12]{\frac{2,097(12)^4}{3000(1728)}} \frac{2,097(144)}{1 - 0,16} = 314 \text{ ksf}$$

$$k_s = \frac{314}{1} = 314 \text{ kcf}$$

(b) Dengan Persamaan (16-26a) dan dengan menggunakan $E_s = 302 \text{ ksf}$, $\mu = 0,4$, program pada perhatian sebagai berikut:

$$k'_s = \frac{19,5(302)(1 - 0,4)}{(1 + 0,4)(3 - 4(0,4))(8,5 - \log k'_s)}$$

memecahkan dengan coba-coba

$$k'_s = 300 \text{ ksf}$$

$$k_s = \frac{k'_s}{B} = \frac{300}{1} = 300 \text{ kcf}$$

(c) Dengan Persamaan Bowles. $q_u = 2c = 2(2,9) = 5,8 \text{ ksf}$, menghasilkan

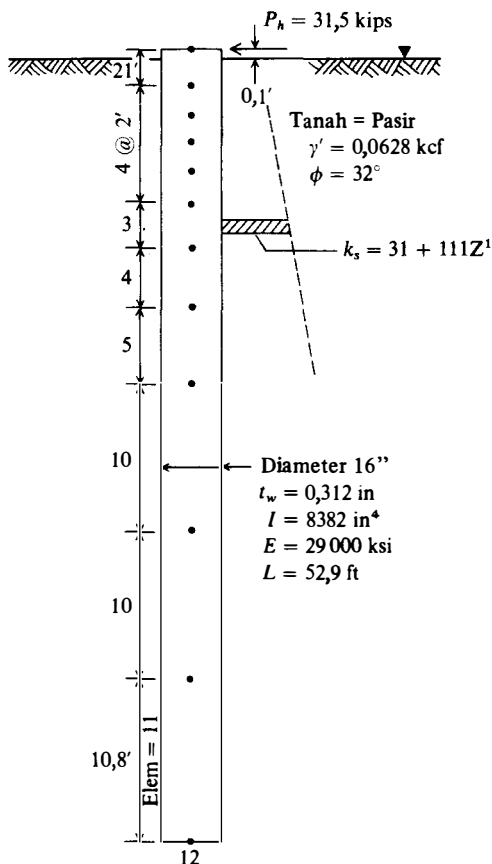
$$k_s = 72q_u = 72(5,8) = 418 \text{ kcf}$$

////

Contoh 16-10. Tentukan lenturan maksimum dan perpindahan lateral pada garis tanah untuk tiang-pancang No. 2 dari deretan pengujian Arkansas [Alizadeh dan Davisson, (1970)] untuk beban lateral $P_h = 31,5 \text{ kips}$. Geometri tiang-pancang – tanah seperti yang diberikan dalam Gambar E 16-10. Pemeriksaan laporan menghasilkan momen lentur maksimum terjadi antara $-2,5$ dan $-6,0$ kaki. Nilai-nilai dari laporan asli (referensi tak disebut) kira-kira memberi data yang berikut (gunakan satuan F_{ps} untuk menyesuaikannya dengan data aslinya):

P_h , kips	M_{maks} , kaki · kips
21	60
31,5	85
43	120
56	152

GAMBAR E16-10



Perpindahan garis tanah kira-kira 0,5 in pada $P_h = 56$ kips dan sangat linier untuk nilai-nilai yang makin berkurang.

Pemecahan

Langkah 1 Bagilah tiang-pancang tersebut ke dalam 11 elemen untuk digunakan dengan menggunakan

$$H(I) = 2,1, 4 \text{ at } 2,0, 3,0, 4,0, 5,0, 2 \text{ at } 10,0, 10,8 \text{ ft}$$
$$\text{lebar} = 16/12 = 1,333 \text{ ft}$$
$$I = 0,040411 \text{ ft}^4 \qquad E = 4\,176\,000 \text{ ksf}$$

Langkah 2 Estimasilah k_s . Gunakan persamaan kapasitas dukung yang dilipatkan (2×12) untuk tanah yang mengelilingi tiang-pancang. Gunakan faktor-faktor s_2^* untuk tiang-pancang bundar, $s_2 = 3,2$ sebagai nilai rata-rata sembarang:

$$k_s = 2 \times 12(s_{1\frac{1}{2}}BN_\gamma + s_2qN_q) \qquad N_\gamma = 20,8 \qquad N_q = 23,2 \qquad (\text{persamaan Hansen})$$
$$= 24(1,5 \times 0,5 \times 0,0628 \times 1,333 \times 20,8 + 3,2 \times 0,0628 \times 23,2Z^1)$$
$$= 31 + 111Z^1 \qquad (\text{AS} = 31 \qquad \text{BS} = 111 \qquad \text{EXPO} = 1,0)$$

Masukan ini dicari dengan menggunakan program komputer, jika tidak ada faktor reduksi garis tanah (REDFAC) = 10) maka didapat keluaran sebagian yang berikut:

Simpul 1 defleksi lateral = 0,02700 kaki = 0,324 in (terhadap 0,26 yang diukur)

Momen-momen:

Elemen	Ujung dekat	Ujung jauh
1	0	57,445
2	-57,450	86,684
3	-86,684	88,854
4	-88,854	72,273

terhadap 85 yang diukur

Keluaran ini cukup baik untuk data tanah. Kita mungkin telah memperhatikan bahwa dengan momen maksimum agak jauh dalam tanah maka nilai BS harus disesuaikan ke atas (baik BS maupun EXPO). Defleksi garis-tanah sebagian disebabkan oleh pengambilan simpul pertama pada garis tanah dan bukan dengan memasukkan $P_h = 31,5$ kips dan momen lentur sebesar $0,1 \times 31,5$ (yang dipakai NNZP = 2 dan bukan 1). Kita barangkali sebaiknya menggunakan $\delta_h = \frac{1}{2}$ sedemikian sehingga k_s seperti yang dihitung akan menjadi dua kali lipat karena pergeseran terukur dalam program pengujian ini pada pokoknya di bawah 1 dalam hal yang dipakai untuk mendapatkan faktor-faktor konstan dalam Persamaan (9-10). Harga k_s yang dipakai menghasilkan output yang baik di antara output yang tersebar yang didapatkan antara tiang pancang yang berdekatan pada suatu tempat. Kita mungkin juga mengamati bahwa jika tiang-pancang tersebut 10 kali atau lebih dari 10 lebih kaku daripada tanahnya suatu kisaran harga k_s yang besar mempunyai efek yang sangat kecil terhadap hasil-hasil yang dihitung efek yang paling besar adalah pada pergeseran lateral.

16-15 TEKUKAN TIANG-PANCANG DAN TONGGAK YANG TERTANAM SELURUHNYA DAN SEBAGIAN

Pengarang, dengan menggunakan metode yang disajikan oleh Wang (1967) untuk tekukan kolom-kolom yang mempunyai penampang variabel, mengembangkan sebuah prosedur yang dapat digunakan untuk menentukan beban tekuk bagi tiang-pancang yang tertanam

seluruhnya maupun yang tertanam sebagian. Metode ini lebih mudah untuk digunakan dan jauh lebih banyak kegunaannya jika sebuah program komputer seperti *B-26* tersedia, dibandingkan dengan metode Davission dan Robinson (1965) atau metode Reddy dan Valsangkar (1970). Metode ini dapat digunakan untuk menganalisa beban tekuk pada konstruksi tiang (pole) seperti tiang transmisi-tenaga (lihat ASCE (1974) dan Dewey dan Kempner (1975)) atau kolom-kolom dengan kondisi ujung yang bervariasi.

Metode yang digunakan dalam Program B-26 terdiri dari langkah-langkah sebagai berikut:

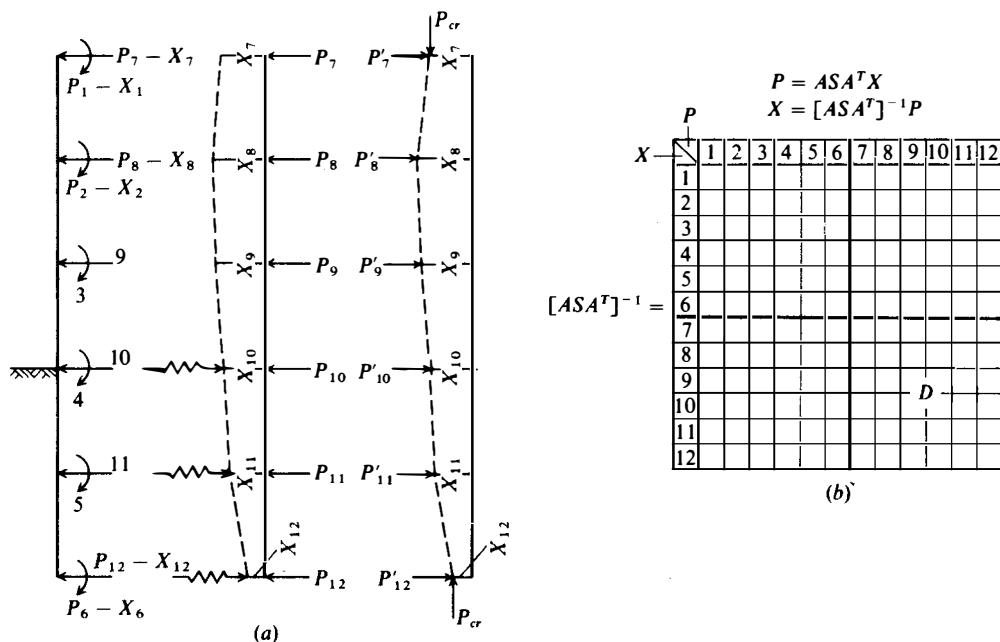
1. Bangunlah matriks ASA^T dan dapatkan invers ASA^T dari sistem tiang-pancang untuk setiap geometri penanaman (embedment geometry). Tapi, dalam invers ini perlu dikembangkan matriks seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 16-22a. Pertama-tama diberi dulu kode untuk rotasi $P-X$, dan kemudian diberi kode untuk translasi $P-X$. Hal ini menghasilkan sebuah matriks yang dapat dipartisi (dibagi-bagi) sebagai

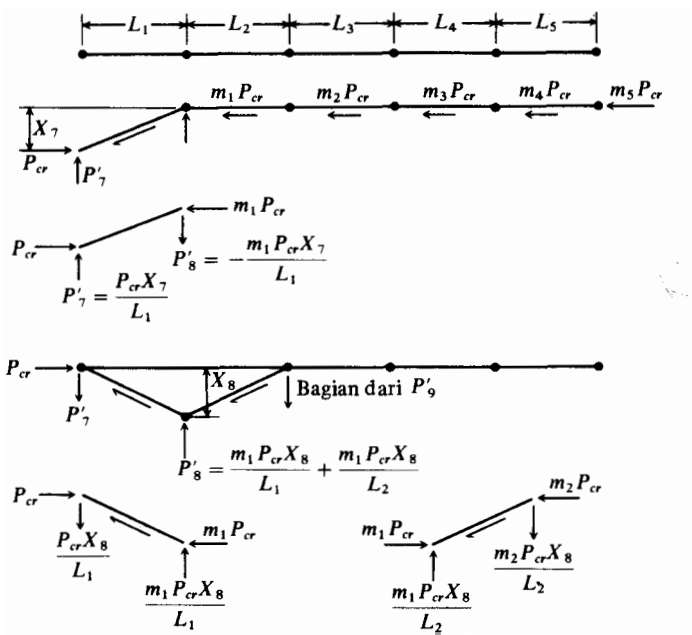
$$\frac{P_m}{P_s} = \frac{A_1}{A_2} \frac{A_2}{A_3} \frac{X_R}{X_s}$$

2. Dari sudut kanan yang lebih rendah daripada invers ASA^T (Gambar 16-22b) ambillah sebuah matriks yang dinamai matriks D (yang ukurannya $NX_s \times NX_s$), identifikasi translasi atau goyangan samping (sidesway) X sebagai

$$\mathbf{X}_s = \mathbf{D}\mathbf{P}_s \quad (a)$$

GAMBAR 16-22 (a) Kode dan notasi umum yang digunakan dalam soal tekukan tiang-pancang. Garis tanah dapat dispesifikasi pada setiap simpul. Kembangkan ASA^T , tentukan invers, dan dapatkan matriks D dari tempat yang ditunjukkan dalam (b) yang di atas.





(a) Gunakan sebuah simpangan simpul pada setiap kali untuk mengembangkan matriks G

$[G] =$

$\begin{matrix} X'_s \\ P'_s \end{matrix}$	7	8	9	10	11	12
7	$\frac{1}{L_1}$	$-\frac{m_1}{L_1}$				
8	$-\frac{1}{L_1}$	$\frac{m_1}{L_1} + \frac{m_2}{L_2}$	$-\frac{m_2}{L_2}$			
9		$-\frac{m_1}{L_2}$	$\frac{m_2}{L_2} + \frac{m_3}{L_3}$	$-\frac{m_3}{L_3}$		
10			$-\frac{m_2}{L_3}$	$\frac{m_3}{L_3} + \frac{m_4}{L_4}$	$-\frac{m_4}{L_4}$	
11				$-\frac{m_3}{L_4}$	$\frac{m_4}{L_4} + \frac{m_5}{L_5}$	$-\frac{m_5}{L_5}$
12					$-\frac{m_4}{L_5}$	$\frac{m_5}{L_5}$

(b) Matriks G untuk banyaknya elemen yang diberikan di dalam (a)

GAMBAR 16-23. Matriks G. Untuk tiang pancang yang tertanam m sebagian akan sama dengan 1 sampai garis tanah ditemukan.

3. Kembangkan sebuah "matriks tali orde-kedua" (second order string matrix) Dengan meninjau sebuah defleksi simpul pada satu waktu seperti pada Gambar 16-23b

$P'_s = G X_s P_{cr}$ (b)

4. Karena P'_s harus sama dengan P_s maka substitusikanlah (b), ke dalam (a), dengan memperhatikan bahwa P_{cr} adalah sebuah matriks kolom di mana ordenya tidak

kritis, untuk mendapatkan

$$X_s = P_{cr}\{DG\}X_s \quad (16-30)$$

Ini merupakan sebuah soal nilai eigen (eigen value) yang dapat dipecahkan hingga suatu derajat ketepatan yang telah ditentukan lebih dulu (misalnya $\Delta X = 0,0000001$), dengan proses iterasi yang diusulkan Wang sebagai berikut:

1. Hitunglah hasil perkalian matriks DG (ukuran $NX_s \times NX_s$) dan peganglah hasil perkalian tersebut.
2. Sebagai perkiraan pertama ambillah matriks kolom X_s (i) = 1,00.
3. Hitunglah sebuah matriks $X'_s = DG X_s$ dengan menggunakan nilai 1,00.
4. Normalisasikanlah matriks X'_s yang baru dihitung dengan membagi semua nilai tersebut dengan nilai yang terbesar.
5. Bandingkan beda $X_s - X'_s \leq \Delta X$ dan ulangi lagi langkah 2 sampai dengan langkah 5 hingga semua kriteria selisih. Pada siklus kedua dan siklus yang kemudian maka nilai matriks X_s yang sekarang dihitung dari nilai X_s satu siklus sebelumnya.
6. Bila kriteria konvergensi telah dipenuhi, maka hitunglah beban tekuk dengan menggunakan nilai sekarang yang terbesar dalam matriks X'_s dan X_s sebagai

$$P_{cr} = \frac{X'_{s(\text{maks})}}{X_{s(\text{maks})}}$$

Ini tak lain pemecahan Persamaan (16-30) untuk P_{cr} dengan sisi kiri pada perhitungan X_s yang sekarang dan siklus terdahulu X'_s .

Jika ragam alun (mode) tekuk yang lebih tinggi diinginkan, maka kita harus selalu menghitung ke dua ragam alun yang pertama karena metode ini tidak selalu memberikan beban tekuk yang paling rendah pada ragam alun pertama-khususnya jika nilai-nilai tersebut saling berdekatan, sehingga kita dapat melanjutkan langkah 1 hingga langkah 6 dengan menggunakan matriks DG yang diperbaharui untuk langkah 1 yang didapat dari operasi matriks berikut:

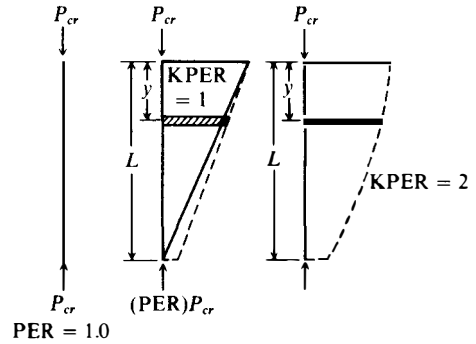
$$\{DG\}_{i+1} = \{DG\}_i - \frac{1}{(P_{cr} X_s^T G X_s)_i} (X_s \{G X_s\}^T)_i \quad (16-31)$$

di mana i diidentifikasi sebagai ragam alun yang sekarang dan $i + 1$ merupakan ragam alun berikutnya yang lebih tinggi. Untuk bukti berlakunya Persamaan (16-31) lihat Wang (1967). Nilai-nilai P_{cr} dan X didapat sebagai nilai-nilai dari ragam alun tekuk ke- i .

Setiap variasi tahanan kulit yang mengurangi P_{er} seperti yang digambarkan dalam Gambar 16-24, dapat digunakan matriks. Perhatikan bahwa tidak ada tahanan kulit digunakan dalam mengembangkan ASA^T dan matriks D yang bersangkutan, karena anggapan nilai-nilai rotasi translasi yang kecil untuk tiang-pancang vertikal tidak menghasilkan suatu efek tahanan kulit. Perhatikan juga bahwa efek tahanan tanah lateral dimasukkan hanya ke dalam matriks ASA^T dan tidak dimasukkan ke dalam matriks G .

Pemecahan ini dapat dengan mudah dibandingkan dengan pemecahan teoretis dengan memakai sebuah pegas tanah yang besar pada puncak dan alas tiang-pancang serta tak ada nilai-nilai antara (menjadi sebuah kolom balok). Mungkin saja menggunakan sebuah metode (yang serupa dengan metode yang dimasukkan dalam program komputer untuk tiang-pancang di dalam Lampiran) dengan membuat kondisi-kondisi batasnya nol, dengan kekecualian metode ini dapat digunakan untuk kasus tiang-pancang yang tertanam seluruhnya dengan puncak dan alas keduanya diperincikan nol. Hasil-hasil yang memuaskan biasanya didapat dengan menggunakan 8 sampai 15 elemen berhingga.

GAMBAR 16-24 Variasi P_{cr} dengan kedalaman penanaman tiang-pancang atau tiang. PER = variabel program komputer yang digunakan oleh pengarang yang menghubungkan jumlah P_{cr} yang dimisalkan pada titik tersebut. KPER = variasi komputer untuk menspesifikasikan macamnya pengukan pada titik tersebut. KPER = variasi komputer untuk memerinci macamnya pengurangan tahanan kulit seperti yang diperhatikan.



SOAL-SOAL

16-1. Sebuah tiang-pancang pipa berdiameter 18 in dipancang dengan ujung tertutup sejauh 50 kaki ke dalam tanah tak berkoheksi dengan sudut ϕ yang diperkirakan sebesar 32° . Tanah tersebut mempunyai berat satuan basah sebesar 105 pcf dan berat satuan rendam sebesar 55 pcf. Bidang batas air jenuh 20 kaki di bawah permukaan tanah. Perkirakanlah kapasitas tiang-pancang ultimat dengan menggunakan metode β dan $\delta = 22^\circ$.

Jawab ; $P_u \cong 191$ kips.

16-2 Sebuah tiang-pancang pipa berdiameter 450 mm dipancang dengan ujung tertutup ke dalam sebuah tanah tak berkoheksi dengan sudut ϕ sebesar 34° . Tanah tersebut mempunyai berat satuan basah sebesar $17,3 \text{ kN/m}^3$ dan berat satuan terendam sebesar $10,1 \text{ kN/m}^3$. Bidang batas air jenuh 3 m di bawah permukaan tanah. Perkirakanlah kapasitas tiang-pancang ultimat jika panjang tiang-pancang total 12 m dengan menggunakan metode β dan $\delta = 22^\circ$.

Jawab : $P_u \cong 885 \text{ kN}$.

16-3 Sebuah tiang-pancang dipancang melalui sebuah endapan (deposit) kohesif yang lembek yang menutupi bagian atas sebuah lempung kaku. s_u rata-rata dalam lempung lembek adalah 50 kPa, dan dalam deposit yang lebih rendah s_u mempunyai nilai rata-rata 165 kPa. Bidang batas air jenuh 5 m di bawah tanah, dan lempung kaku tersebut berada pada kedalaman 8 m. Data lain:

	Lempung lembek	Lempung keras
γ	17,5	$19,3 \text{ kN/m}^3$
γ'	9,5	$10,6 \text{ kN/m}^3$
s_u	50	165 kPa

Estimasilah panjang tiang-pancang yang berdiameter 550 mm untuk mengangkat $P_a = 420 \text{ kN}$ dengan $SF = 4,0$ dengan menggunakan metode λ .

Jawab : $L \cong 13 \text{ m}$

14-4 Kerjakan ulang .Soal 16-3 dengan menggunakan sebuah tiang-pancang berukuran HP 360 x 109.

Jawab : $L \cong 16$ hingga $16,5 \text{ m}$

16-5 Sebuah tiang-pancang Union Monotube tirus-J dengan diameter puncak sebesar 18 in dan keterusan sebesar 0,25 in/kaki dan panjangnya 40 kaki dipancang ke dalam sebuah deposit lempung kaku sedang dengan s_u rata-rata = 1,4 ksf. Tiang-pancang

tersebut kelak akan diisi dengan beton. Estimasilah kapasitas ultimat P_u dengan menggunakan metode α .

Jawab: Tergantung pada $\alpha = 0,85, P_u \approx 166$ kips.

16-6 Sel pasir tirus F Union Monotube dipancang ke dalam sebuah deposit tak berkoheisi dengan rata-rata $= 34^\circ, \gamma = 17,8 \text{ kN/m}^3$ dan $\gamma' = 9,8 \text{ kN/m}^3$. Bidang batas air jenuh 5 m di bawah permukaan tanah. Dimensi puncak tiang-pancang 460 mm dan tirus 12 mm/m. Untuk panjang 23 maka berapakah kapasitas tiang-pancang ultimat dengan menggunakan Persamaan 16-18)?

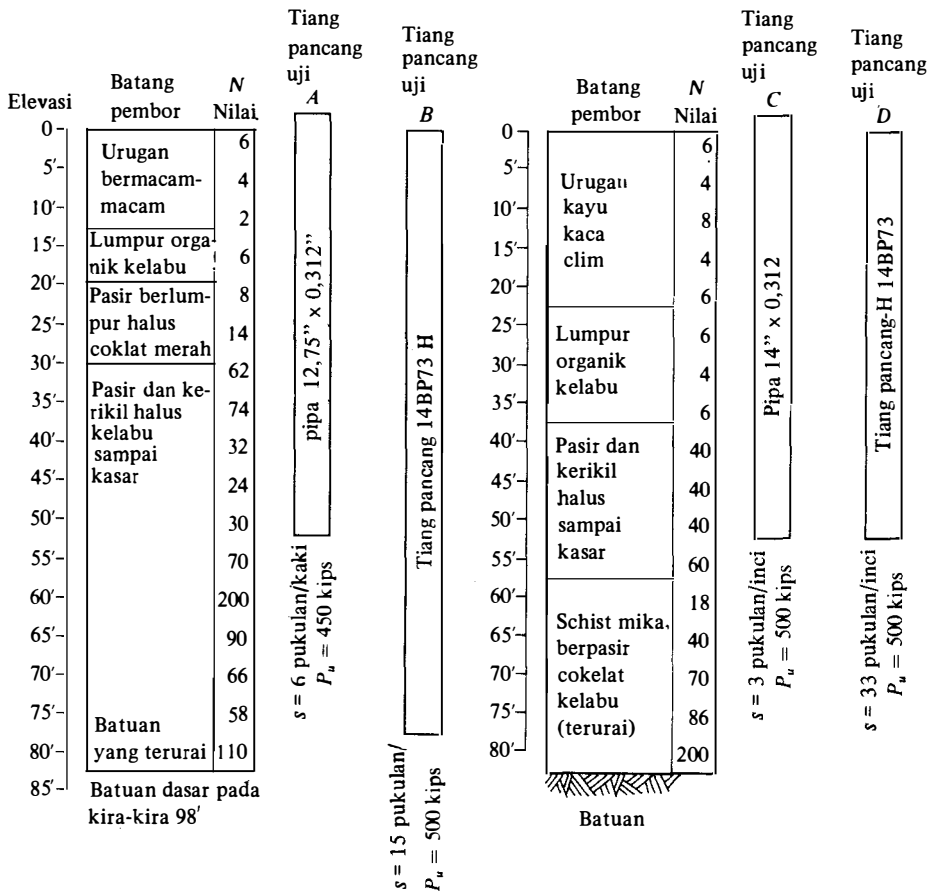
Jawab: $P_u \approx 2100 \text{ kN}$

16-7 Untuk balok bor yang diperlihatkan dalam Gambar P 16-7 estimasilah kapasitas tiang-pancang dengan menggunakan persamaan Meyerhof untuk tahanan kulit dan bandingkan dengan Persamaan (16-18). Ini adalah balok bor yang sesungguhnya dengan P_u yang diperlihatkan dari pengujian beban.

16-8 Berapakah nilai estimasi dari tahanan tarikan keluar ultimat T_u untuk sebuah tiang-pancang tegangan dalam sebuah pasir mampat yang sedang dengan $\phi = 36^\circ, \gamma = 18,2 \text{ kN/m}^3$, dan tiang-pancang berdiameter 800 mm beton dengan panjang 5 m dan tanpa sok?

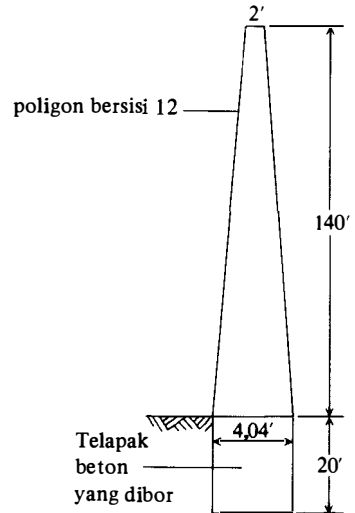
16-9. untuk data dari soal 16-8 berapakah T_u jika diameternya = 300 mm?

16-10. Kerjakan ulang Contoh 16-8 untuk $P_a = 170 \text{ kN}$ dan dengan $c_s = 0,22 \text{ g.cal}$.



GAMBAR P 16-7

- 16-11. Berapakah P_u untuk Gambar 16-19 jika keliling tiang-pancang = 1,3 m, $AE = 2600$ MN, dan $L_i = \text{konstan} = 2$ m. Asumsikan $\Delta_{yp} = 3$ mm dan $P_p = 40$ kN.
Jawab: $P_u \approx \text{kN } 657$ kN
- 16-12. Kerjakan ulang Contoh 16-9 untuk $P_h = 56$ kips.
Jawab: $\Delta H = 0,048$ kaki, $M_{\text{maks}} = 157,96$ kaki-kips
- 16-13. Kerjakan ulang Contoh 16-10 untuk $P_h = 31,5$ kips tapi gunakan panjang elemen 1 = 2,0 m, MNZP = 2, masukan $P_h = 31,5$ kips, dan $M = 0,1 \times 31,5$ kaki kips
Jawab: $\Delta H = 0,0266$ kaki $M_{\text{maks}} = 87,608$ kaki kips
- 16-14. Buktikan konstan tiang pancang dari Gambar 16-21 dengan menggunakan harga $n = 100$ kN·m dan $P_h = 40$ kN.



GAMBAR P16-15

- 16-15 Hitunglah nilai estimasi beban tekuk untuk tiang transmisi tirus yang diperlihatkan dalam Gambar P 16-14 untuk data yang berikut:
- $L = 10$ kaki (panjang elemen – gunakan diameter rata-rata)
 $E = 30,000$ ksi (panjang seluruhnya sebesar 160 kaki)
 $I = 0,07, 0,095, 0,125, 0,155, 0,190, 0,240,$
 $0,295, 0,350, 0,410, 0,475, 0,550, 0,640$
 $0,735, 0,825, 0,870, 0,870$ (dari puncak turun ke bawah)
 $k_s = 100 + 100 Z^1$

Jawab: $P_{cr} = 213$ kips (dan diperlukan tiang pancang tekuk pada program B-26)

BAB

17

TIANG-PANCANG TUNGGAL- ANALISIS DINAMIK, PENGUJIAN BEBAN

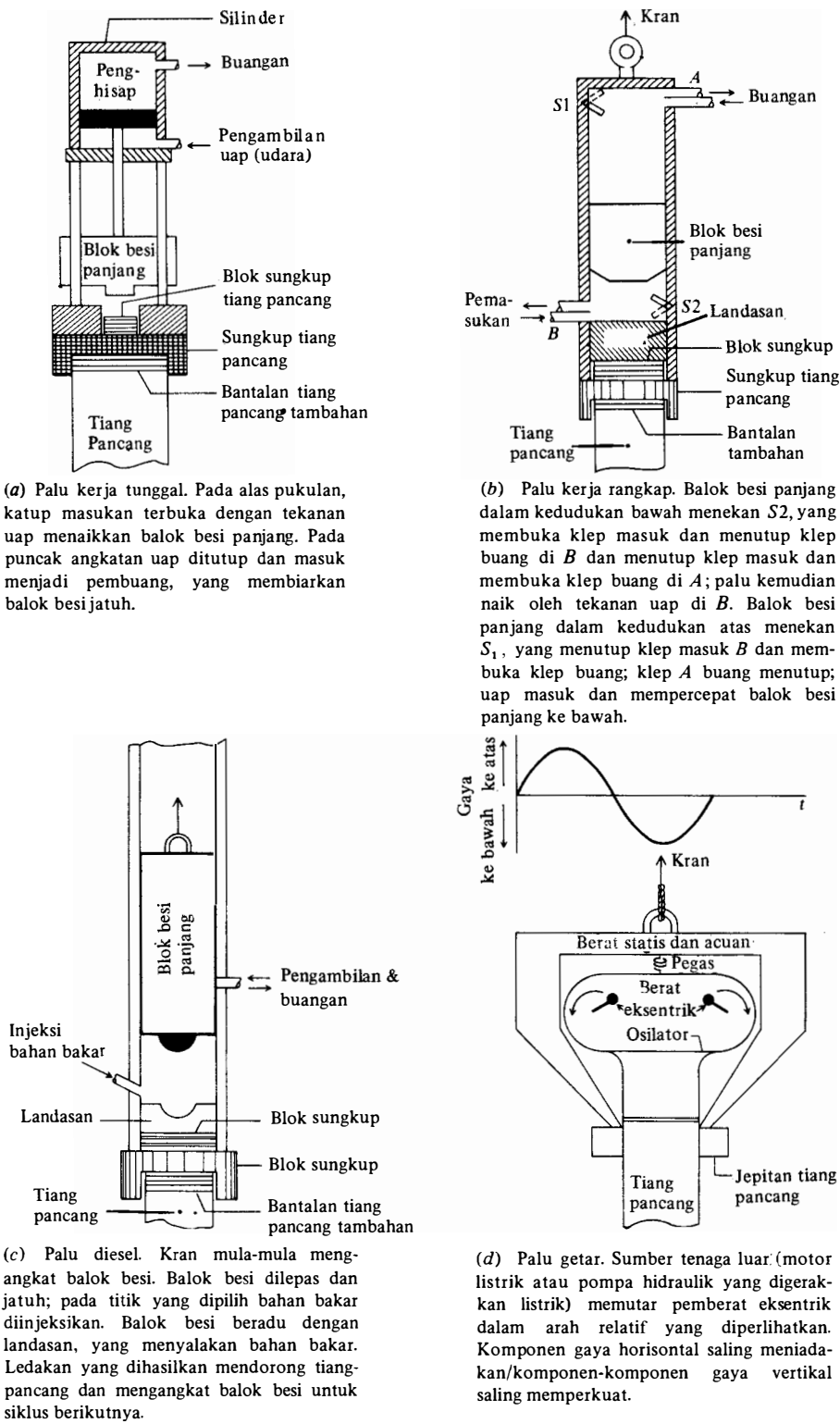
17-1 ANALISIS DINAMIK

Perkiraan kapasitas akhir sebuah tiang-pancang ketika tiang-pancang tersebut dipancang ke dalam tanah setempat telah menghasilkan berbagai persamaan yang diberikan kepada profesi keinsinyuran (engineering profession). Sayangnya sekali, tidak ada di antara persamaan-persamaan tersebut yang dipercaya secara konsisten atau yang dapat dipercaya pada seluruh jangkauan nilai yang diperluas dari kapasitas tiang-pancang. Oleh karena itu, cara terbaik untuk meramalkan kapasitas tiang-pancang dengan cara dinamik terdiri dari pemancangan sebuah tiang-pancang, pencatatan sejarah pemancangan, serta pengujian beban tiang-pancang. Hal yang wajar untuk mengasumsikan bahwa tiang-pancang berbeda dengan sejarah pemancangan yang serupa, walaupun mengembangkan kapasitas beban yang sama. Bab ini menyajikan beberapa persamaan pemancangan, pengujian beban, dan berbagai alasan mengapa ramalan tiang-pancang dinamik kurang baik. Beberapa masalah lapangan yang diasosiasikan dengan pemancangan tiang-pancang seperti penyambungan tiang-pancang, pemancangan ulang, dan naiknya dasar galian akan disajikan juga secara ringkas.

Barangkali salah satu sumber yang paling baik untuk pertimbangan praktis di dalam pemancangan tiang pancang ditulis oleh Hal Hunt: "Design and Installation of Driven Pile Foundations", diterbitkan oleh Associated pile and Fitting Corp., Clifton, New Jersey, 1979 (217 halaman).

17-2 PEMANCANGAN TIANG-PANCANG

Tiang-pancang disisipkan ke dalam tanah dengan menggunakan sebuah palu tiang-pancang yang terletak diam atau diapitkan ke puncak sungkup tiang-pancang, yang selanjutnya dihubungkan ke tiang-pancang. Tiang-pancang dapat mempunyai sebuah balok sungkup, di antara sungkup dan palu seperti dalam Gambar 17-1. Sungkup tersebut biasanya tinggal diam di atas tiang-pancang dan mungkin terdiri dari, atau mempunyai ukuran yang sesuai untuk mendapatkan sebuah suaian yang cukup rapat. Bantalan tiang-pancang kadang-



GAMBAR 17-1 Skema beberapa palu tiang-pancang.

kadang digunakan di antara sungkep dan tiang-pancang (khususnya tiang-pancang beton) untuk "meratakan" impuls palu. Tiang-pancang dan palu diluruskan ke arah vertikal dengan menggunakan pengarah yang digantung dengan alat sejenis kran, kecuali untuk palu getar yang biasanya tidak menggunakan pengarah. Tiang-pancang dapat juga disisipkan dengan pemancangan pancar air (jetting) dan pemboran sebagian (partial angoring).

Pengarah penyediaan jalananan bebas dari palu sewaktu tiang-pancang menembus tanah dan berada pada orde 6 m lebih panjang dari tiang-pancang agar tersedia ruang yang memadai bagi palu dan perlengkapan lainnya.

Paksi-paksi (mandrels) digunakan untuk membantu pemancangan tiang-pancang pipa. Peralatan-peralatan ini suai di dalam pipa, dan tinggal diam di atas pelat dasar bila pipa mempunyai "ujung tertutup"; peralatan-peralatan tersebut menjadi ujung pipa untuk tiang-pancang yang mempunyai ujung terbuka. Paksi menjadi elemen pendorong yang pada dasarnya menyeret pipa bersama ke bawah selama pemancangan agar kulit-pipa yang tipis tidak rusak.

Pembesar lubang (spud) dapat berupa sebuah alat pemancang yang terpisah atau hanya berupa sebuah titik masif yang diikatkan pada tiang pancang, khususnya untuk tiang pancang H yang ditempatkan di atas batuan. Mendudukkan suatu tiang pancang yang didorong ke batuan yang mempunyai kemiringan adalah suatu tugas yang sangat berat karena tiang pancang tersebut mungkin cenderung untuk mengikuti arah kemiringan batuan. Hal ini, mungkin tidak dapat dengan segera dideteksi tanpa suatu pengujian beban. Titik-titik pemancangan khusus mungkin dibutuhkan untuk membantu dalam mendudukkan titik tersebut secara benar ke lereng batuan.

Palu tiang-pancang adalah alat yang digunakan untuk memberi energi yang cukup kepada tiang-pancang untuk menembus tanah. Beberapa palu tiang-pancang dijelaskan dalam paragraf berikut.

Blok-pancang (Drop Hammer)

Blok-pancang masih digunakan sekali-sekali untuk pekerjaan kecil yang relatif tidak dapat dimasuki. Blok-pancang terdiri dari pemberat logam yang dicocokkan pada sebuah kait pengangkat dan panduan untuk melintas ke bawah pengarah dengan bebas dan letak yang tepat. Kait tersebut dihubungkan dengan sebuah kabel yang terletak di atas sebuah blok roda katrol alur dan dihubungkan dengan sebuah tromol pengerek (hoisting drum). Pemberat tersebut diangkat dan disandungkan, hingga dapat jatuh dengan bebas dan menumbuk tiang-pancang. Tumbukan tersebut mendorong tiang-pancang ke dalam tanah. Kerugian utama adalah kecepatan yang lambat dari pukulan dan panjang pengarah yang diperlukan selama pemancangan awal untuk mendapatkan ketinggian jatuh yang secukupnya guna mendorong tiang-pancang tersebut.

Palu Kerja Tunggal (Single-Acting Hammer)

Palu kerja tunggal diidealkan dalam Gambar 17-1a. Uap atau tekanan udara digunakan untuk mengangkat balok besi panjang sampai ke ketinggian yang diperlukan. Balok besi panjang tersebut kemudian jatuh karena gravitasi ke dalam landasan (anvil), yang mentransmisikan energi tumbukan ke blok sungkup, dan kemudian ke tiang-pancang. Palu dikarakterisasi oleh banyaknya pukulan yang relatif lambat. Panjang palu haruslah sesuai

dengan kecepatan tumbukan (h atau tinggi jatuh balok besi panjang), yang tidak sesuai akan memberikan energi pendorong yang kecil. Banyaknya pukulan persatuan waktu (blow rate) agak jauh lebih tinggi dibandingkan banyaknya pukulan per satuan waktu dari blok-pancang. Umumnya perbandingan berat balok besi panjang terhadap berat tiang-pancang termasuk perlengkapan, harus berada pada orde antara 0,5 dan 1,0. Tabel A-1 dalam Lampiran memberikan panjang palu khusus dan data lain yang berguna.

Palu Kerja Rangkap (Double-Acting Hammer)

Palu ini menggunakan uap untuk mengangkat balok besi panjang dan untuk mempercepatnya ke bawah. Palu kerja diferensial agak serupa kecuali bahwa digunakannya lebih banyak kontrol terhadap uap (atau udara) untuk mempertahankan tekanan konstan (tak berekspansi) pada sisi pemercepat dari pengisap (piston) balok besi panjang. Penambahan tekanan ini menghasilkan keluaran energi yang lebih besar per pukulan dibandingkan dengan palu kerja rangkap konvensional. Banyaknya pukulan persatuan waktu dan keluaran energi biasanya lebih tinggi untuk palu kerja-rangkap atau palu diferensial (setidak-tidaknya untuk balok besi panjang yang sama), pemakaian (consumption) uap juga lebih tinggi dibandingkan untuk palu kerja tunggal. Panjang palu boleh beberapa kaki lebih pendek untuk palu kerja rangkap dibandingkan untuk palu kerja tunggal dengan panjang yang mempunyai jangkauan nilai pada orde 2 sampai 4,5 m. Perbandingan berat balok besi panjang terhadap berat tiang-pancang harus berada pada orde antara 0,50 dan 1.

Palu Diesel (Diesel Hammer)

Palu diesel (Gambar 17-1c) terdiri dari sebuah silinder atau lengkungan (casing), balok besi panjang, balok landasan, dan sebuah sistem injeksi bahan bakar sederhana. Balok besi panjang dinaikkan di lapangan pada permulaan operasi, bahan bakar diinjeksikan (disuntikkan) dekat blok landasan, dan balok besi panjang dilepaskan. Sewaktu balok besi panjang jatuh, maka udara dan bahan bakar menjadi mampat dan menjadi panas karena pemampatan tersebut; bila balok besi panjang berada di dekat landasan, maka kalor sudah cukup untuk menyalakan campuran udara-bahan bakar. Ledakan yang dihasilkan (1) memajukan tiang-pancang, dan (2) mengangkat balok besi panjang. Jika majunya tiang-pancang sangat besar seperti dalam tanah lembek, maka balok besi panjang tidak diangkat oleh ledakan yang cukup untuk menyalakan campuran udara-bahan bakar siklus selanjutnya, yang mengharuskan balok besi panjang tersebut diangkat lagi secara biasa. Jelaslah bahwa palu bekerja paling efisien dalam tanah keras atau pada penembusan yang agak rendah (tiang-pancang dukung titik bila batuan atau lapisan keras ditemui) ketika pengangkatan balok besi panjang yang maksimum akan dihasilkan.

Palu-palu diesel sangat mobil (mudah bergerak), mempunyai pemakaian bahan bakar rendah (orde sebesar 4 sampai 16 liter/jam), lebih ringan dibandingkan palu uap, serta beroperasi secara efisien dalam temperatur serendah 0°C . Tak ada unit penghasil (generation unit) uap atau bekal udara dan slang ikutannya. Bila udara kompresi digunakan dengan palu kerja tunggal atau palu kerja rangkap, maka timbul permasalahan baru karena es yang meliputi sistem pada temperatur mendekati pembekuan. Palu diesel mempunyai panjang yang berubah-ubah dari kira-kira 3,5 sampai 8,2 m (4,5 sampai 6 m rata-rata). Perbandingan berat balok besi panjang terhadap berat tiang-pancang harus pada orde antara 0,25 dan 1,0.

Pemancangan Pancar-Air atau Prapemboran (Jetting or Preaugering)

Pancaran air kadang-kadang digunakan untuk membantu menyisipkan tiang-pancang ke dalam tanah. Yang terdiri dari pemakaian arus air bertekanan tinggi pada titik tiang-pancang untuk memindahkan tanah. Metode ini dapat digunakan untuk melonggarkan pasir atau batu kerikil kecil di mana karena suatu sebab tiang-pancang harus menembus ke-dalaman yang lebih besar dalam bahan dibandingkan untuk dukungan titik. Kita harus berhati-hati supaya pemancangan pancar air tidak merendahkan nilai dukung titik. Jika sejumlah pemancangan tambahan sesudah pancaran dihentikan harus dipastikan penempatan titik pada tanah keras.

Prapemboran kadang-kadang juga digunakan saat lapisan sebelah atas melapisi bagian atas sebuah lapisan termampatkan yang seterusnya melapisi bagian atas bahan yang lebih keras di atas penempatan titik tiang-pancang yang diinginkan untuk mereduksi penurunan dalam lapisan termampatkan. Prapemboran akan mereduksi usaha pemancangan melalui bahan keras sebelah atas.

Untuk pemancangan pancar air dan prapemboran, diperlukan cukup banyak penilaian teknik untuk membuat model persamaan-persamaan kapasitas tiang-pancang dinamik (dan persamaan-persamaan statik) pada sistem lapangan.

Penarikan Tiang-Pancang (Pile Extraction)

Tiang-pancang dapat ditarik keluar untuk memeriksa kerusakan akibat pemancangan. Penambahan kecepatan penetrasi yang tiba-tiba dapat merupakan petunjuk adanya tiang-pancang yang putus atau tiang-pancang yang menjadi bengkok. *Penarik* tiang-pancang adalah alat yang dibuat khusus untuk menarik tiang-pancang ke luar. Palu uap kerja rangkap dapat dibalikkan dan diikatkan dengan baik pada tiang-pancang untuk impuls pendorong, serta pada sebuah alat pengerek (kran) untuk suatu tarikan keluar yang setidaknya tidaknya sama dengan berat palu dan tiang-pancang. Tumbukan palu melonggarkan dan mengangkat tiang-pancang, sedangkan kran menyediakan tarikan keluar yang konstan untuk mengereknya dari lubang. Bagian bawah yang patah dari tiang-pancang kayu (tiang pancang logam jarang patah biasanya ditinggal ditempat, tetapi dapat menyebabkan masalah-masalah pemancangan lebih lanjut.

Pemancang dengan Getaran (Vibratory Drivers)

Sejak kira-kira 1949 pemancang dengan getaran (vibratory drivers) telah digunakan untuk memasukkan tiang pancang. Prinsip pemancang dengan getaran adalah dua pemberat eksentrik rotasi yang berlawanan (counterrotating eccentric) (Gambar 17-1d). Frekuensi (berkisar dari 0 sampai kira-kira 20 Hz) dapat langsung dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan yang diberikan pada Bab 20. Alat pemancang menyediakan dua impuls vertikal sebesar 700+ kN pada amplitudo 6 sampai 50 mm setiap putaran — satu naik dan satu turun. Pulsa yang berarah ke bawah bertindak dengan berat tiang pancang menambah gaya gravitasi yang nyata. Pemasukan tiang-pancang (juga untuk 'terrapprobing') dikerjakan dengan:

1. Dorongan — tarikan keluar dari berat rotasi lawan.
2. Pengubahan tanah dalam pinggiran terdekat dengan tiang-pancang ke sebuah cairan kental.

Hasil-hasil yang paling baik didapat dengan menggunakan pemancang getar dalam deposit tak berkohesi. Hasil yang agak bagus dalam endapan berlumpur serta yang mengandung tanah liat. Palu impuls yang digunakan dalam lempung berat atau dengan batuan yang agak banyak.

Tiga keuntungan utama pemancang yang bergetar (di mana tanah adalah cocok) adalah:

- 1. Getaran-getaran pancang tereduksi – getaran-getaran tidak dlenyapkan tapi lebih kecil dari getaran-getaran yang menggunakan pemancang tumbukan.
- 2. Kebisingan (noise) yang berkurang.
- 3. Kecepatan (laju) penembusan yang besar – kecepatan penetrasi sebesar 50 + mm/s dimungkinkan.

Saat ini kapasitas tiang-pancang ultimat (akhir) P_u hanya dapat diperkirakan dengan menggunakan metode tiang-pancang statik, walaupun Davisson (1970) mengembangkan sebuah persamaan yang berarti untuk memperkirakan kapasitas Bodine Resonant Driver (BRD) yaang diberi hak paten dan digunakan terutama oleh perusahaan Tiang Pancang Beton Raymond. Pemancang getar lain yang sekarang ini digunakan termasuk pemancang vibro dari perusahaan L.B. Foster, yang sudah diberi hak paten serta sebuah alat bertena- ga hidraulik yang tersedia dari Perusahaan McKiernan-Terry. Persamaan BRD adalah

$$P_u = \frac{A(h_p) + Br_p}{r_p + \Omega \times S_L} \qquad \text{(lb atau kN)} \qquad (17-1)$$

di mana A = 550 kaki. lb/det (Fps); 0,746 kJ/det (SI)
 B = berat palu, 22000 lb di dalam Fps, 98 kN di dalam SI untuk palu Bodine
 r_p = kecepatan akhir penetrasi, kaki/det atau m/det
 Ω = frekuensi, Hz
 S_L = faktor kehilangan, kaki. det/siklus atau m.det/siklus (lihat tabel di bawah)
 h_p = daya kuda yang diberikan kepada tiang pancang

Tanah pada ujung runcing pipa	Pipa ujung tertutup m/siklus $\times 10^{-3}$ (kaki/siklus)	Tiang pancang H
Lumpur longgar, pasir, atau kerikil	0,244 (0,0008)	-0,213 (-0,0007)
Pasir mampat sedang atau pasir dan kerikil	0,762 (0,0025)	0,762 (0,0025)
Pasir mampat atau pasir dan kerikil	2,438 (0,008)	2,134 (0,007)

Contoh 17-1 Gunakan persamaan Davisson untuk memecahkan tiang-pancang pipa pada halaman 12 dari Fakta-fakta Pondasi yang mengikuti referensi yang disebut.

h_p = 414 penembusan akhir = 240 det/kaki = 787,4 det/m = 0,000127 m/det. Tanah dalam pasir kasar mampat dan kerikil (didasarkan pada banyaknya pukulan SPT); jadi $S_L = 2,44 \times 10^{-3}$ m/det, $\Omega = 126$ Hz

Dengan substitusi, dan dengan pemancang Bodine,

$$P_u = \frac{0,746(414) + 98(0,001\ 27)}{0,001\ 27 + 126(0,00244)} = 1000\ \text{kN}$$

Pengujian beban menunjukkan bahwa $P_u = 2450$ kN. Penyisipan tiang-pancang diakhiri hampir pada batuan jika S_L tak diberikan, dan kita dapat memperdebatkan apakah hal tersebut mempengaruhi hasil-hasil di atas. Dalam pemancangan tiang-pancang, tiang-

pancang seringkali dipancang sampai titik tersebut mencapai penolakan — hal ini akan selalu mempengaruhi kecepatan penetrasi akhir yang digunakan dalam Persamaan (17-1). Diharapkan bahwa perhitungan-perhitungan tiang-pancang gesekan dan pengujian beban akan lebih sesuai.

17-3 FORMULA TIANG-PANCANG RASIONAL

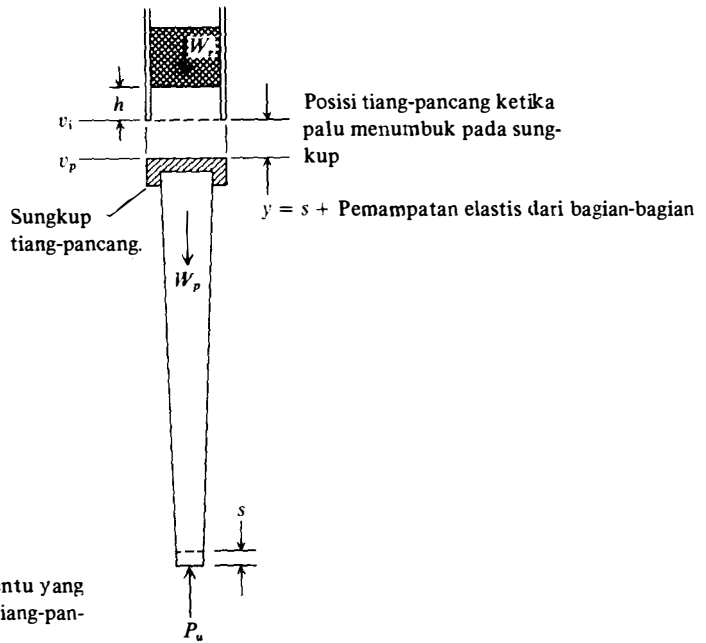
Formula dinamik telah banyak digunakan untuk meramalkan kapasitas tiang-pancang. Diperlukan suatu cara di lapangan untuk menentukan apakah sebuah tiang-pancang telah mencapai nilai dukung yang cukup selain hanya dengan pemancangannya ke kedalaman yang telah ditentukan sebelumnya. Pemancangan tiang-pancang ke kedalaman yang telah ditentukan terlebih dulu mungkin bisa atau tidak mendapatkan nilai dukung yang diperlukan, karena variasi tanah normal ke arah lateral dan ke arah vertikal.

Sudah umum diterima bahwa formula dinamik tidak menyediakan ramalan yang dapat dipercaya. Ramalan-ramalan cenderung bertambah baik dengan menggunakan pengujian beban sesuai dengan persamaan variabel-variabel masukan (input variables). Ramalan oleh orang-orang berpengalaman yang diketahui dalam suatu kawasan dan yang menggunakan peralatan tertentu dan pengetahuan variabel berat masukan yang baik, dan lain sebagainya, seringkali lebih baik dibandingkan ramalan yang banyak ditemukan dalam literatur di mana para pengarang menggunakan hasil-hasil penulis lain yang dilaporkan dalam jenis analisa statistik.

Formula kapasitas tiang-pancang dinamik dasar yang disebut *formula tiang-pancang rasional* diperoleh dalam bahan berikut. Hampir semua formula tiang-pancang dinamik yang digunakan sekarang berdasarkan pada persamaan ini biasanya dengan suku-suku tertentu yang disederhanakan. Formula tiang-pancang rasional tergantung pada prinsip-prinsip impuls-momentum.

Untuk penurunan formula tiang-pancang rasional lihat kembali Gambar 17-2 dan daftar simbol-simbol yang berikut. Simbol-simbol yang dapat dipakai dari daftar ini digunakan juga dengan beberapa formula tiang-pancang dari bagian berikutnya dan dalam Tabel 17-1. Satuan-satuan untuk simbol berada dalam kurung, yakni, (FTL) yang merupakan perkalian variabel dengan satuan-satuan gaya, waktu, dan panjang.

- A = luas penampang tiang-pancang L^2
- E = modulus elastisitas FL^{-2}
- e_h = efisiensi palu
- E_h = tenaga palu pabrik yang dipakai per satuan waktu (FL)
- g = percepatan gravitasi (LT^{-2})
- h = tinggi jatuhnya balok besi panjang (L)
- I = jumlah impuls yang menyebabkan kompresi atau perubahan momentum (FT)
- k_1 = kompresi blok sungkup elastis dan sungkup tiang-pancang yang bentuknya adalah $P_u L / AE$ (L)
- k_2 = pemampatan tiang-pancang elastis dan bentuknya adalah $P_u L / AE$ (L)
- k_3 = pemampatan tanah elastis, disebut juga gempa analisis persamaan gelombang (L)
- L = panjang tiang-pancang (L)
- m = massa (berat/g) $FT^2 L^{-1}$
- M_r = momentum balok besi panjang = $m_r v$ (FT)
- n = koefisien restitusi
- nI = jumlah impuls yang menyebabkan restitusi (FT)
- P_u = kapasitas tiang-pancang ultimat (F)

**GAMBAR 17-2**

Pentingnya istilah-istilah tertentu yang digunakan dalam persamaan tiang-pancang.

- s = banyaknya penetrasi titik per pukulan (L)
- v_{ce} = kecepatan tiang-pancang dan balok besi panjang pada akhir periode kompresi (LT^{-1})
- v_i = kecepatan balok besi panjang pada saat pelanggaran (LT^{-1})
- v_p = kecepatan tiang-pancang pada akhir periode restitusi (LT^{-1})
- v_r = kecepatan balok besi panjang pada akhir periode restitusi (LT^{-1})
- w_p = berat tiang-pancang termasuk berat sungkup tiang-pancang, sepatu pemancang, dan blok sungkup (juga termasuk landasan untuk palu uap kerja rangkap) (F)
- w_r = berat balok besi panjang (untuk palu kerja rangkap rangkap termasuk berat kosen-kotak) (F)

Pada tumbukan, momentum dari balok besi panjang adalah

$$M_r = \frac{W_r v_i}{g}$$

Pada akhir periode pemampatan momentum dari balok besi panjang adalah

$$M_r = \frac{W_r v_i}{g} - I$$

dengan kecepatan sebesar

$$v_{ce} = \left(\frac{W_r v_i}{g} - I \right) \frac{g}{W_r} \quad (a)$$

Jika kita menganggap bahwa pada saat ini momentum tiang-pancang $M_p = I$ adalah I , maka kecepatan tiang-pancang adalah

$$v_{ce} = \frac{g}{W_p} I \quad (b)$$

Dengan menganggap bahwa tiang-pancang dan balok besi panjang tidak terpisah pada akhir periode pemampatan, maka kecepatan sesaat dari tiang-pancang dan balok besi panjang adalah sama; maka dengan mengkombinasikan persamaan (a) dan persamaan (b),

$$I = v_i \frac{W_r W_p}{g(W_r + W_p)} \quad (c)$$

Pada akhir periode restitusi, momentum tiang-pancang adalah

$$I + nI = \frac{W_p}{g} v_p \quad (d)$$

dan dengan mensubstitusikan Persamaan (c) untuk I dan memecahkannya untuk kecepatan tiang-pancang, maka

$$v_p = \frac{W_r + nW_r}{W_r + W_p} v_i \quad (e)$$

Pada akhir periode restitusi, maka momentum balok besi panjang adalah

$$\frac{W_r v_i}{g} - I - nI = \frac{W_r v_r}{g} \quad (f)$$

Dengan melakukan substitusi untuk I dan memecahkan untuk v_r , maka kita dapatkan

$$v_r = \frac{W_r - nW_p}{W_r + W_p} v_i \quad (g)$$

Energi total yang tersedia dalam tiang-pancang dan balok besi panjang pada akhir periode restitusi adalah

$$(\frac{1}{2}mv^2)_{\text{tiang-pancang}} + (\frac{1}{2}mv^2)_{\text{balok besi panjang}}$$

dan mensubstitusikan (e) dan (g) dengan sejumlah penyederhanaan maka kita dapatkan

$$\frac{W_r}{2g} v_r^2 + \frac{W_p}{2g} v_p^2 = e_h W_r h \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (h)$$

Jika sistem tersebut 100 persen efisien, maka beban akhir P_u dikalikan oleh perpindahan titik s haruslah menjadi

$$P_u s = e_h W_r h$$

Perpindahan puncak tiang-pancang segera adalah $s + k_1 + k_2 + k_3$, di mana hanya s yang permanen, dan energi masukan sesungguhnya pada sistem tiang-pancang adalah

$$e_h W_r h = P_u (s + k_1 + k_3) = P_u (s + C)$$

Dengan mengganti suku energi ekivalen dengan ekivalen dari persamaan (h),

$$P_u = \frac{e_h W_r h}{s + C} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (i)$$

Cummings (1940) menunjukkan bahwa Persamaan (h) telah mengikutsertakan efek-efek kehilangan yang diasosiasikan dengan k_i , bentuk dari Persamaan (i) umumnya lebih diterima dan dipakai.

Suku k_2 dapat diambil sebagai pemampatan elastis dari tiang-pancang $P_u L/AE$ dengan energi regang yang bersangkutan sebesar $P_u^2 L/2 AE$.

TABEL 17-1 Beberapa formula tiang-pancang dinamik (Gunakan sembarang himpunan satuan yang konsisten).

Kode Bangunan Nasional Kanada (gunakan SF = 3 seperti yang digunakan dalam Tabel 17-5 tetapi C_3 disederhanakan seperti ditunjukkan di sini

$$P_u = \frac{e_h E_h C_1}{s + C_2 C_3} \qquad C_1 = \frac{W_r + n^2 (0,5 W_p)}{W_r + W_p}$$
$$C_2 = \frac{3 P_u}{2 A} \qquad C_3 = \frac{L}{E} + 0,0001 \text{ (in}^3/\text{k)}$$

Perhatikan bahwa perkalian dari $C_2 C_3$ memberikan satuan s

Rumus Denmark [Olson dan Flaate (1967)] (gunakan SF = 3 sampai 6)

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s + C_1} \qquad C_1 = \sqrt{\frac{e_h E_h L}{2 A E}} \qquad \text{(satuan dari } s)$$

Rumus Eytelwein (gunakan SF = 6) [Chellis (1941)]

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s + 0,1 (W_p / W_r)}$$

Rumus Gates [Gates (1957)] (gunakan SF = 3)

$$P_u = a \sqrt{e_h E_h (b - \log s)}$$
$$P_u = \text{kips atau kN} \qquad E_h = \text{kips} \cdot \text{ft atau kN} \cdot \text{m}$$

	s	a	b
Fps	in	27	1,0
SI	mm	104,5	2,4

$$e_h = 0,75 \text{ untuk blok pancang dan } 0,85 \text{ untuk semua palu yang lain}$$

Janbu [lihat Olsen dan Flaate (1967), Mansur dan Hunter (1970)] (gunakan SF = 3 sampai 6)

$$P_u = \frac{e_h E_h}{k_u s} \qquad C_d = 0,75 + 0,15 \frac{W_p}{W_r}$$
$$k_u = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right) \qquad \lambda = \frac{e_h E_h L}{A E s^2}$$

Gunakan satuan-satuan yang sesuai untuk menghitung P_u . Ada ketidaksepakatan dalam penggunaan e_h karena e_h tersebut muncul dalam C_d ; tapi, kecocokan statistik cenderung menggunakan e_h seperti yang diperlihatkan.

Rumus-rumus ENR yang diubah (gunakan SF = 6)

$$P_u = \frac{1,25 e_h E_h}{s + 0,1} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$$

Menurut AASHTO (bagian 3.6.2 dan SF = 6; terutama untuk tiang pancang kayu)

$$P_u = \frac{2 h (W_r + A_r p)}{s + 0,1}$$

Untuk palu uap kerja rangkap ambil A_r = luas penampang blok besi panjang dan p = tekanan uap (atau udara): untuk yang kerja-tunggal dan gravitas $A_r p = 0$. Gunakan satuan yang sesuai. Ambil $e_h \cong 1,0$. Rumus di atas dan rumus lain dapat digunakan untuk baja dan tiang pancang beton.

TABEL 17-1 (*lanjutan*)

Rumus Navy -McKay (gunakan SF = 6)

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s(1 + 0.3C_1)} \qquad C_1 = \frac{W_p}{W_r}$$

Kode Bangunan Uniform Pantai Pasific (PCUBS) (dari Kode Bangunan Uniform, † Bab 28) (gunakan SF = 4)

$$P_u = \frac{e_h E_h C_1}{s + C_2} \qquad C_1 = \frac{W_r + kW_p}{W_r + W_p}$$

$k = 0,25$ untuk tiang pancang baja
 $= 0,10$ untuk semua tiang pancang lain

$$C_2 = \frac{P_u L}{AE} \quad (\text{satuan dari } s)$$

Pada umumnya mulailah dengan $C_2 = 0,0$ dan hitunglah nilai P_u ; reduksilah nilai sebesar 25 persen; hitunglah C_2 dan nilai P_u yang baru. Gunakan nilai P_u ini untuk menghitung C_2 yang baru, dan begitu seterusnya, sampai P_u yang digunakan $\cong P_u$ yang dihitung.

† Tidak dalam 1976 dan edisi kemudian edisi-edisi UBC

Dengan menuliskan kembali Persamaan (i) serta mengeluarkan faktor $\frac{1}{2}$ dari semua suku k untuk energi regang, maka persamaan Hiley (1930)† didapat:

$$P_u = \frac{e_h W_r h}{s + \frac{1}{2}(k_1 + k_2 + k_3)} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \qquad (17-2)$$

Untuk palu kerja rangkap atau palu uap diferensial, maka Chellis (1941, 1961) menganjurkan bentuk persamaan Hiley yang berikut:

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s + \frac{1}{2}(k_1 + k_2 + k_3)} \frac{W + n^2 W_p}{W + W_p} \qquad (17-3)$$

Menurut Chellis, banyak energi per satuan waktu yang ditetapkan pabrik sebesar E_h berdasarkan pada suatu suku berat ekivalen W dan tinggi jatuh balok besi panjang h sebagai berikut:

$$E_h = Wh = (W_r + \text{berat kosen kotak})h$$

Pemeriksaan penurunan persamaan Hiley menunjukkan bahwa bagian kehilangan energi harus diubah menjadi W seperti yang diperlihatkan dalam Persamaan (17-3).

Pemeriksaan hati-hati persamaan Hiley atau Persamaan (i) serta pemisahan suku-suku akan menghasilkan.

Energi yang masuk = kerja + kehilangan tumbukan + kehilangan sungkup kehilangan tanah

$$e_h W_r h = P_u s + e_h W_h \frac{W_p(1 - n^2)}{W_p + W_r} + P_u k_1 + P_u k_2 + P_u k_3$$

Hasil paling baik dari formula dinamik sebagai alat untuk meramalkan kapasitas tiang-pancang didapat bila penaksiran yang hati-hati dan terpisah dibuat mengenai faktor kehilangan/kerugian (loss factors).

†Cummings (1940) menunjukkan bahwa Redtenbacher (kira-kira tahun 1859) mungkin adalah orang yang mula-mula mendapatkan persamaan ini.

Mungkin ada pertanyaan mengenai kebenaran untuk menghitung energi regang yang berdasarkan pada P_u yang dipakai secara lambat laun sebagai $P_u^2 L/2AE$ bila beban jenis impuls dipakai sesuai dengan energi regang $P_u^2 L/AE$.

Kita perlu menggunakan satuan-satuan konsisten dalam Persamaan (17-2) dan Persamaan (17-3) agar nilai P_u didapat dalam satuan gaya yang terkandung dalam W_r . Misalnya, jika h = kaki dan s = inci, maka perlu mengalikannya dengan 12; jika h = meter dan s = mm, maka perlu mengalikannya dengan 1000 untuk mendapatkan nilai yang benar dari P_u .

17-4 FORMULA DINAMIK LAIN DAN PERTIMBANGAN UMUM

Semua formula pemancang tiang-pancang dinamik kecuali formula Gates yang diperlihatkan dalam Tabel 17-1 diturunkan dari Persamaan (17-2) atau (17-3) dengan menggunakan berbagai asumsi. Asumsi-asumsi tersebut biasanya mencerminkan pengalaman pribadi pengarang dan/atau usaha-usaha untuk menyederhanakan persamaan untuk kegunaan praktis. Karena tafsiran pengalaman pemakai sangat subyektif serta dipasangkan dengan variabilitas kondisi-kondisi tanah dan palu, maka formula dinamik tidak mempunyai korelasi yang sangat baik dengan pengalaman lapangan—khususnya bila digunakan oleh orang-orang lain dalam kawasan geografis yang berbeda atau untuk perbandingan statistik. Perbandingan statistik khususnya cukup sukar karena kekurangan masukan realistis dalam persamaan-persamaan efisiensi palu, berat palu, serta peralatan pemancang seperti sungkup, blok sungkup, dan titik-titik pancang. Misalnya, Chellis (1961) menganjurkan bahwa ujung runcing tiang-pancang yang didirikan pada batuan atau bahan yang relatif tak dapat ditembus harus menggunakan nilai berat tiang-pancang sebesar $W_p/2$. Hal ini dapat mengakibatkan suatu perbedaan yang nyata dalam faktor kehilangan. Juga, dimana titik patah untuk faktor 27 Nyata bahwa untuk bahan-bahan mampat yang sedang maka faktor sebesar 0,75 dapat digunakan dan bertambah secara lambat laun hingga 1.00 untuk tiang-pancang gesekan. Sama halnya, jika si pemakai tidak menyesuaikan persamaan Hiley untuk mengikutsertakan balok besi panjang dan/atau bagian-bagian yang dapat dipakai dengan benar, berat kosen kotak dan berat landasan, hingga perbedaan yang nyata dapat dihasilkan. Akhirnya, persamaan-persamaan tersebut sangat tergantung pada efisien palu, yang harus diperkirakan dan mungkin berubah selama operasi pemancangan pada pekerjaan yang sama.

Jika kita mendefinisikan suku tumbukan dalam persamaan Hiley sebagai

$$C_1 = \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$$

dan mengaturnya kembali menjadi

$$C_1 = \frac{1 + n^2 W_r/W_p}{1 + W_r/W_p}$$

dengan mengambil $n^2 W_r/W_p \cong 0$, maka kita dapatkan

$$C_1 = \frac{1}{1 + W_r/W_p}$$

yang menjadi titik tolak untuk beberapa faktor formula.

Formula "Engineering News" (pada umumnya, tetapi secara tidak tepat disebut ENR) diterbitkan dalam "Engineering News" tahun 1888 (yang digabung dengan McGraw-Hill pada tahun 1917 menjadi "Engineering News Record") dan dikembangkan untuk tiang-

Tabel 17-2 Nilai-nilai k_1 — pemampatan elastis kepala tiang-pancang dan sungkup sementara †.

Untuk tegangan pemancang lebih besar dari 14 MPa dipakai k_1 dalam kolom terakhir

Tegangan pemancang P/A pada kepala tiang-pancang atau sungkup, MPa (ksi)				
	3,5 (0,5)	7,0 (1,0)	10,5 (1,5)	14 (2,0)
Bahan tiang-pancang	k_1 , mm (in)			
Tiang-pancang baja atau pipa				
Langsung di atas kepala	0	0	0	0
Langsung di atas kepala				
tiang-pancang kayu	1,0 (0,05)	2,0 (0,10)	3,0 (0,15)	5,0 (0,20)
Tiang-pancang beton pracetak				
dengan paking 75-100 mm				
di dalam sungkup	3,0 (0,12)	6,0 (0,25)	9,0 (0,37)	12,5 (0,50)
Sungkup tertutup baja yang				
mengandung paking kayu				
untuk baja H atau				
tiang-pancang pipa	1,0 (0,04)	2,0 (0,05)	3,0 (0,12)	4,0 (0,16)
Lingkar serat 5 mm				
di antara dua pelat baja				
10 mm	0,5 (0,02)	1,0 (0,04)	1,5 (0,06)	2,0 (0,08)

† Menurut Chellis (1961)

pancang kayu menggunakan blok pancang (drop hammers) dengan faktor keamanan (SF) kira-kira sebesar 6. Formula tersebut telah dimodifikasi untuk peralatan pemancangan yang berbeda dan mungkin yang paling sering digunakan dari beberapa formula tiang-pancang "dinamika". Formula ini didapatkan dengan cara menyatukan semua kompresi elastis menjadi suatu faktor tunggal $C = 1$ inci dengan $e_h = 1 = C_1$ untuk mendapatkan blok pancang.

$$P_u = \frac{W_r h}{s + 1,0} \tag{17-4}$$

dan palu uap dengan $C = 0,1$ inci diperoleh

$$P_u = \frac{W_r h}{s + 0,1} \tag{17-5}$$

Persamaan (17-4) dan (17-5) juga disebut formula ENR². Sebuah modifikasi ENR yang terakhir (dan kira-kira seperti yang digunakan dalam Tabel 17-5) adalah

$$P_u = \frac{e_h W_r h}{s + 0,1} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \tag{17-6}$$

Nilai-nilai k_1 digunakan dalam Persamaan (17-2) atau (17-3) disajikan dalam Tabel 17-2. Nilai efisiensi palu tergantung pada kondisi palu dan blok sungkup serta mungkin juga tanah (khususnya untuk palu diesel). Dengan tak adanya nilai-nilai yang diketahui

²Pengarang mengarahkan formula ini sebagai ENR karena ini biasanya digunakan dalam penandaan hampir seluruh kepustakaan teknik pada pemancangan tiang-pancang.

maka hal berikut ini cukup representatif dibandingkan palu dalam kondisi operasi yang cukup baik:

Jenis	Efisiensi e_h
Blok pancang	0,75 – 1,00
Palu kerja tunggal	0,75 – 0,85
Kerja rangkap atau diferensial	0,85
Palu diesel	0,85 – 1,00

Chellis (1961) menganjurkan penambahan efisiensi 10 persen bila menggunakan Pers. (17-2) atau (17-3) untuk menghitung tegangan pemancangan. Karena kebenaran dari persamaan sesuai dengan tebaran (+) maupun (-), maka tidak perlu untuk membuat penyesuaian lagi.

Tabel 17-3 menyajikan nilai representatif dari koefisien restitusi n . Nilai sesungguhnya tergantung pada jenis dan kondisi bahan blok sungkup serta bantalan tiang-pancang yang digunakan dengan tiang-pancang beton.

Suku k_2 dihitung sebagai $P_u L/AE$, kita dapat mengambil sembarang suku k_3 (gempa) sebagai

$$\begin{aligned} k_3 &= 0,0 \text{ untuk tanah keras (batuan, pasir sangat mampat, dan kerikil)} \\ &= 0,1 \text{ sampai } 0,2 \text{ inci atau } 2,5 \text{ sampai } 5 \text{ mm untuk bahan lain.} \end{aligned}$$

Persamaan (17-2) dan berikut ini harus disesuaikan bila tiang-pancang dipancang pada sebuah lereng curam. Kita perlu menghitung komponen tiang-pancang aksial dari W_{rh} , dan selanjutnya mereduksi kehilangan gesekan yang disebabkan oleh komponen normal dari palu tiang-pancang pada pengarah atau pemandu. Perkiraan yang wajar dari koefisien di antara palu dan pengarah dapat diambil sebagai

$$f = \tan \phi = 0,10$$

Contoh 17-2 Estimasilah kapasitas tiang-pancang yang diizinkan dari tiang-pancang uji No. 1 yang dilaporkan Mansur dan Hunter (1970, Tabel 2, 4, 5 dan 6) dengan persamaan-persamaan ENR, Janbu, Gates, dan Hiley.

Data lain:	Palu = Vulcan 140 c	$w_r = 14\,000 \text{ lb}$ (Tabel A-2)
	$E_h = 36\,000 \text{ kaki lb}$	$e_h = 0,78$ (efisiensi tabel disebelah)
	Tiang-pancang = pipa 12 inci	$A = 17,12 \text{ inci}^2$ termasuk instrumentasi.
	$L = 55 \text{ kaki (total)}$	$E = 29\,000 \text{ ksi}$
	$s = 12/16 = 0,75 \text{ inci/pukulan}$	(diberikan dalam acuan)

TABEL 17-3 Nilai-nilai representatif dari koefisien restitusi untuk digunakan di dalam persamaan pemancangan tiang-pancang dinamis †

Bahan	n
Kayu garuk	0
Tiang-pancang kayu (ujung yang tak mengerut)	0,25
Bantalan kayu pampat di atas tiang-pancang baja	0,32
Bantalan kayu pampat pada tiang-pancang baja	0,40
Landasan baja diatas baja, baik diatas baja maupun tiang-pancang beton	0,50
Palu besi cor diatas tiang-pancang beton tanpa sungkup	0,40

† Menurut ASCE (1941)

Sungkup dan blok sungkup = 1710 lb

$$P_{\text{ultimat}} = 280 \text{ kips} \quad (\text{Pengujian beban})$$

Pemecahan (a) Dengan ENR Persamaan (17-5) (SF = 6)

$$P_u = \frac{0,78(36)(12)}{0,75 + 0,1} = 396 \text{ kips} > 280 \quad P_a = \frac{396}{6} = 66 \text{ kips}$$

(b) Dengan persamaan Janbu (SF rata-rata = 4,5)

$$\text{Berat tiang pancang} = \frac{17,12}{144} (490)55 + 1710 = 4914 \text{ lb}$$

$$AE = 17,12(29000) = 496480 \text{ kips}$$

$$C_d = 0,75 + \frac{4914(0,15)}{14000} = 0,80$$

$$\lambda = \frac{0,78(36)(55)(144)}{496480(0,75)^2} = 0,796$$

Perhatikan bahwa bilangan sebesar 144 mengubah satuan in² menjadi kaki²

$$k_u = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right) = 0,80 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{0,796}{0,80}} \right) = 1,929$$

$$P_u = \frac{e_h E_h}{k_u s} = \frac{0,78(36)(12)}{(1,929)(0,75)} = 233 \text{ kips} < 280 \quad P_a = \frac{233}{4,5} = 52 \text{ kips}$$

(c) Dengan rumus Gates (gunakanlah $e_h = 0,85$); SF = 3

$$P_u = 27\sqrt{e_h E_h} (1 - \log s) = 27\sqrt{0,85 \times 36} (1 - \log 0,75) = 168 \text{ kips}$$

$$P_a = \frac{168}{3} = 56 \text{ kips}$$

(d) Dengan persamaan Hiley (ambil SF = 4),

$$P_u = \frac{e_h E_h}{s + \frac{1}{2}(k_1 + k_2 + k_3)} \frac{W + n^2 W_p}{W + W_p} \quad [\text{Pers. (17-3)}]$$

$W = W_r$ + berat pipa palu, gunakan berat kerja palu

$W = 28 \text{ kips}$ (dengan menggunakan Tabel A-2 dari lampiran A)

Perkiraan $k_1 = 0,16$ inci dari Tabel 17-2 untuk $P/A \geq 2 \text{ ksi}$ (dan didorong paksa)
 $k_3 = 0,10$ inci diberikan dalam teks.

Hitung k_2 dengan menggunakan seperti pendekatan pertama $P_u = 200 \text{ kips}$ menghasilkan

$$k_2 = \frac{P_u L}{AE} = \frac{200(55)12}{496480} = 0,26 \text{ in} \quad s = 0,75 \text{ in (diketahui)}$$

Ini menghasilkan

$$P_u = \frac{0,78(36)12}{0,75 + \frac{1}{2}(0,16 + 0,26 + 0,10)} \frac{28 + 0,5^2(4,91)}{28 + 4,91}$$

$$P_u = \frac{0,78(36)12}{1,01} (0,89) = 297 \text{ kips}$$

Karena $297 > 200 \text{ kips}$ yang pertama-tama dipakai, hitung kembali k_2 dengan menggunakan harga yang lebih besar dari 200 tetapi yang agak lebih kecil dari 297 – coba-

lah harga 280 kips

$$\begin{aligned} k_2 &= 0,26 (280/200) = 0,36 \text{ inci (dengan proporsi)} \\ P_u &= 0,78 (36) 12 \\ P_u &= \frac{0,78 (36) 12}{0,75 + \frac{1}{2}(0,16 + 0,36 + 0,10)} = (0,89) = 282 \text{ kips} \end{aligned}$$

Harga yang dihitung tersebut dibandingkan dengan harga yang dipakai (untuk k_2) adalah cukup dekat, maka gunakan

$$\begin{aligned} P_u &= 282 \text{ kips (lawan 280 inci pengujian beban)} \\ P_a &= 282/4 = 70 \text{ kips} \end{aligned}$$

Korelasi yang berdekatan antara P_u yang dihitung dengan P_u pengujian beban adalah kebetulan. Perhatikan bahwa ketiga persamaan ini meramalkan harga P_a yang berkisar dari 56 sampai 70 kips, tetapi kesesuaiannya tergantung pada penggunaan harga SF yang sesuai.

Contoh 17-3. Estimasilah kapasitas tiang-pancang ultimat dari tiang-pancang No. 6, pengujian (tiang-pancang H) yang dilakukan Mansur dan Hunter (1970) dengan persamaan-persamaan ENR, Janbu, dan PCUBS yang menggunakan satuan metrik. Data yang diberikan (semuanya diubah oleh pengarang menjadi metrik):

Tiang pancang H = 14 x 73 = HP 360 x 109 (Tabel A-1) Blok sungkup = 1 220 lb

$L = 40 \text{ ft} = 12,18 \text{ m}$ $wt/m = 109 \times 9,807/1000 = 1,07 \text{ kN/m}$

Palu = 80C $E_h = 33,12 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $W_r = 35,58 \text{ kN}$ (Tabel A-2)

$$W_p = 1,07(12,18) + 1,22 \times 4,447 = 13,03 + 5,43 = 18,5 \text{ kN}$$

Dari referensi:

$$AE = 3\,313\,000 \text{ kN} \text{ dan } e_h = 0,84$$

$$s = 17 \text{ pukulan/kaki} = \frac{12}{17} \times 2,54 = 1,79 \text{ cm/pukulan}$$

$$C = 0,1 \times 2,54 = 0,254 \text{ cm}$$

$$\text{Nilai pengujian beban} = 280 \text{ kips} = 1\,245 \text{ kN}$$

Pemecahan: (a) Dengan rumus ENR [Persamaan (17-5)] karena 80C merupakan sebuah palu uap kerja rangkap.

$$P_u = \frac{0,84(33,12)(100)}{1,79 + 0,254} = 1361 \text{ kN} > 1245$$

(b) Dengan rumus Janbu pada Tabel 17-1

$$C_d = 0,75 + \frac{18,5}{35,58} (0,15) = 0,83$$

$$\lambda = \frac{0,84(33,12)(12,18)(10^4)}{3\,313\,000(1,79)^2} = 0,319$$

$$\begin{aligned} k_u &= C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{C_d}} \right) \\ &= 0,83 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{0,319}{0,83}} \right) = 1,806 \end{aligned}$$

$$P_u = \frac{0,84(33,12)(100)}{1,806(1,79)} = 860 \text{ kN} < 1245$$

(c) Dengan rumus PCUBC pada Tabel 17-1

$$C_2 = \frac{P_u L}{AE}$$
 perkirakanlah P_u kira-kira 950 kN dari b di atas

$$C_2 = \frac{950(12,18)(100)}{3\,313\,000} = 0,349 \text{ cm}$$

$$P_u = \frac{100e_h E_h}{s + C_2} \frac{W_r + k W_p}{W_r + W_p}$$

$$= \frac{100(0,84)(33,12)}{1,79 + 0,349} \frac{35,58 + 0,25(18,5)}{35,58 + 18,5} = 967 \text{ kN} < 1245 \text{ dari pengujian beban}$$

Karena 950 yang dihitung digunakan versus 3 967 tidak diperlukan untuk menghitung ulang C_2 . ///

17-5 KEBENARAN RUMUS PANCANG UNTUK TIANG-PANCANG DINAMIK

Banyak usaha telah dicoba untuk memperbaiki kebenaran rumus dinamik. Sebuah program pengujian tiang-pancang yang lebih komprehensif dilaksanakan di bawah pengarahan Komisi Jalan Raya Negara Bagian Michigan (1985). Dalam program ini, 88 tiang-pancang dipancang dan diuji, seperti diperlihatkan dalam Tabel 17-4, dengan menggunakan palu-palu berikut dalam operasi pemancangan.

Vulcan No. 1,50 C dan 80 C
Mc Kiernan - Terry DE 30 dan DE 40
Raymond 15-M
Link – Belt 312 dan 520
Delmag D12 dan D22

Dari analisis ini diketahui bahwa faktor-faktor keamanan yang sebenarnya dari penggunaan berbagai formula dinamik, berdasarkan pada pengujian beban tiang-pancang adalah

TABEL 17-4 Ringkasan tiang-pancang yang dipancang di dalam pengujian Komisi Jalan Raya Negara Bagian Michigan (1965)

Jenis tiang-pancang	Dimensi	Barat lb/kaki	Dibuat oleh	Panjang kira-kira jangkauan nilai, kaki	Banyak yang dipancang
CBP 124 penampang H	flens 12-inci	53	US Steel	44 – 48	48
Tiang-pancang 12-inci-OD	dinding 0,250 inci	31,37	Armco	44–178	16
	dinding 0,230 inci	28,98			6
	dinding 0,179 inci	22,60			11
Tiang-pancang bertabung satu, bergalur ditirus, F 12-7 (bagian tirus 30 - in) dan perpanjangan N 12–7					
	nominal 12 - inci	F 19,63 N 24,50	Union Metal Manufacturing Co.	55 – 80	5
Kulit tirus tangga dengan penampang 8 kaki					
	ujung 9½-inci–OD	Berubah	Raymond International	58 – 67	2

TABEL 17-5 Ringkasan besarnya nilai faktor keamanan untuk persamaan-persamaan yang digunakan di dalam program pengujian tiang-pancang Michigan.

Rumus	Batas atas dan batas bawah dari $SF = P_u/P_d^\dagger$ Jangkauan nilai P_u , kips		
	0–200	200–400	400–700
	1,1–2,4	0,9–2,1	1,2–2,7
	1,1–4,2	3,0–6,5	4,0–9,6
	2,7–5,3	4,3–9,7	8,8–16,5
	1,7–3,6	2,8–6,5	6,0–10,9
	1,0–2,4	1,0–3,8	2,2–4,1
	0,8–3,0	0,2–2,5	0,2–3,0
	0,9–1,7	1,3–2,7	2,3–5,1
	3,2–6,0	5,1–11,1	10,1–19,9
	1,7–4,4	1,6–5,2	2,7–5,3
	1,8–3,0	2,5–4,6	3,8–7,3
	1,0–4,8	2,4–7,0	3,2–8,0

† P_u = beban pengujian ultimat

P_d = kapasitas, dengan menggunakan faktor keamanan seperti yang dianjurkan untuk persamaan tersebut (jangkauan nilai dari 2 sampai 6, tergantung pada formula)

seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 17-5. Tabel tersebut menunjukkan nilai-nilai yang wajar untuk formula Gates dengan nilai beban dalam daerah, 0 sampai 400 kips (jangkauan nilai di mana formula tersebut diturunkan). Formula *Engineering News Record* yang dimodifikasi [Persamaan (17-6)] berlaku untuk seluruh nilai pengujian beban. Telah diusulkan bahwa formula *Engineering News-Record* yang dimodifikasi ini seperti diberikan di dalam Pers. (17-6), diperbaiki lebih lanjut seperti diperlihatkan dalam Tabel 17-1. Analisa ini juga menjelaskan bahwa jumlah energi masukan sesungguhnya pada tiang-pancang untuk penetrasi agak berbeda dari nilai yang dinyatakan oleh pabrik. Masukan (input) energi yang sesungguhnya sangat tergantung pada dasar palu, blok sungkup tiang-pancang, dan muka antara sumbang tiang-pancang dengan tiang-pancang. Masukan energi/ E_h mempunyai nilai kira-kira 0,26 sampai 0,65 persen – rata-rata kurang dari 0,50.

Olsen dan Flaate (1967) melakukan satu analisa statistik pada 93 tiang-pancang lain dan menyimpulkan bahwa persamaan Hiley [Persamaan (17-3)] dan formula Janbu dan formula Gates (Tabel 17-1) berada pada penyimpangan (deviasi) yang paling kecil atau korelasi statistik yang paling tinggi. Analisa ini sebagian besar berdasarkan pada data yang dilaporkan di dalam literatur; jadi, suatu perkiraan berat tiang-pancang yang baik, penetrasi rata-rata, berat sungkup tiang-pancang, berat blok sungkup, dan kondisi (untuk n dan penggunaan bantalan untuk tiang-pancang beton diperlukan. Kondisi palu, yang khususnya akan sangat kritis dalam mendapatkan e_h maupun E_h , umumnya tidak diketahui.

Suatu analisa statistik yang lebih awal pada 30 tiang-pancang dari kayu, baja, dan beton disajikan oleh ASCE (1946, halaman 28) yang berdasarkan pembahasan terdahulu membuat Peck (1942) mengusulkan sebuah formula tiang-pancang $P_u = 182$ kips, yang (untuk data yang dilaporkan) secara statistik sama baiknya seperti pada setiap persamaan dinamik yang digunakan untuk menghitung kapasitas tiang-pancang.

Masalah besar penggunaan analisa statistik terutama yang didasarkan pada tiang pancang yang dilaporkan dalam literatur teknik adalah bahwa jika kita dapat memperoleh suatu data dasar yang besar, maka masalah tidak terlalu penting. Alasannya adalah tidak ada data yang memadai yang diberikan untuk membuat suatu penilaian pembaca yang dapat dipercaya, mengenai parameter-parameter penting untuk dipertimbangkan. Jika

orang yang membuat analisa menggunakan data dasar yang dihasilkan sendiri (seperti dalam kasus Gates), hasil-hasilnya pada umumnya lebih dapat dipercaya.

17-6 PERSAMAAN GELOMBANG

Persamaan gelombang berdasarkan pada penggunaan gelombang tegang dari tumbukan palu dalam analisa elemen hingga. Metode ini untuk pertama kalinya ditulis dalam bentuk praktis oleh Smith (1962) dan belakangan oleh yang lain. Pembicaraan yang lebih terinci dari prinsip-prinsip dan program komputer yang cukup sukar [Bowles (1974a) atau tidak akan diulangi lagi.

Persamaan gelombang mempunyai aplikasi khusus untuk kontraktor tiang pancang di dalam menentukan kemampuan pemancangan (drivability) dengan peralatan yang tersedia sebelum penawaran proyek. Persamaan gelombang ini juga digunakan untuk memperkirakan tegangan-tegangan pemancangan tiang-pancang tetapi tidak memiliki banyak kegunaan dalam memperkirakan kapasitas tiang pancang.

Menurut penyelidikan praktis tiang pancang yang dilaporkan oleh Focht dan O'Neill (1985) persamaan gelombang tersebut telah digunakan oleh sekitar 30 persen pelaksana pada saat dilakukannya penyelidikan dengan kebanyakan pemakaian di Amerika Serikat dan Kanada. Penelitian ini tidak termasuk kontraktor-kontraktor sehingga penggunaannya tidak diketahui. Kelambatan antara kemajuan ilmu pengetahuan dan kemajuan dalam praktek adalah khas dan dalam hal ini sebagian karena keperluan membutuhkan komputer dan program komputer, walaupun program komputer bukanlah alasan yang sah karena buku ini memasukan suatu program dalam tahun 1968 sebagai tambahan untuk versi telah tersedia untuk dibeli untuk beberapa waktu.

Persamaan gelombang dapat digunakan untuk menyelidiki soal-soal berikut:

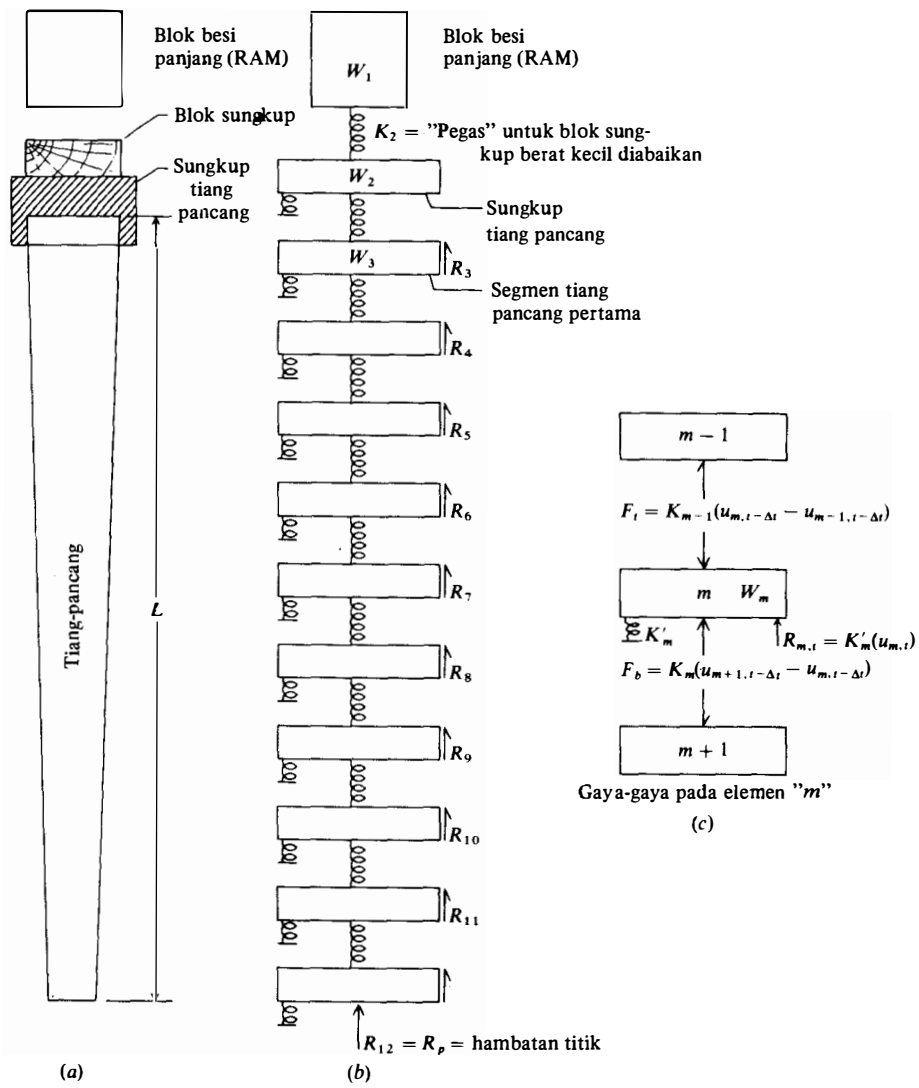
1. Kapasitas tiang-pancang—gambar P_u terhadap himpunan dan pengujian beban yang digambarkan pada kurva untuk mendapatkan kurva yang benar.
2. Kecocokan peralatan — pemecahan-pemecahan tidak bisa dihasilkan bila palu terlalu besar atau terlalu kecil untuk tiang-pancang.
3. Tegangan pancang — gambar tegangan terhadap himpunan dapat dibuat untuk memastikan bahwa tiang-pancang tidak terlalu tegang.

Untuk pembicaraan yang berikut, lihat daftar simbol-simbol:

A	= luas penampang tiang-pancang
C_m	= perpindahan relatif di antara dua elemen tiang-pancang yang berdekatan
D''_m	= perpindahan elemen pada dua interval waktu ke belakang
D'_m	= perpindahan elemen di dalam interval waktu terdahulu DT
D_m	= perpindahan elemen sekarang
DT	= interval waktu (Δt pada Gambar 17-3c)
E	= modulus elastisitas dari bahan tiang-pancang
F_m	= gaya elemen = $C_m K_m$
F_{am}	= gaya tak seimbang di dalam elemen yang menyebabkan percepatan ($F = ma$)
g	= konstanta gravitasi
J	= konstanta redam, gunakan J_s untuk nilai sisi, J_p = nilai titik
K_m	= pegas elemen = AE/L untuk segmen tiang pancang

- K'_m = pegas tanah = $R/gempa$
- L = panjang elemen tiang-pancang
- R_m = tahanan sisi atau titik termasuk efek redam.
- R'_m = jumlah P_u yang diperkirakan pada setiap elemen termasuk titik J untuk 100 persen dari P_u pada titik R_3 sampai R_{11} dari Gambar 17-3b = nol dan = $R_{12} = P_u$.
- t = waktu saat sekarang = jumlah iterasi $\times D_t$
- v'_m = kecepatan elemen m pada DT
- v'_m = kecepatan elemen m pada $DT-1$
- W_m = berat segmen tiang-pancang m

GAMBAR 17-3 Formulasi tiang-pancang ke dalam model dinamik untuk memecahkan persamaan gelombang [Menurut Smith (1962).].



Sebuah tiang-pancang ditempatkan dalam sebuah himpunan elemen-elemen diskrit seperti pada Gambar 17-3. Sistem tersebut kemudian ditinjau dalam sederet interval waktu yang terpisah. DT yang dipilih cukup kecil sehingga gelombang tegang akan bergerak dari satu elemen ke elemen yang lebih rendah selama DT . Secara praktis hal ini tidak mungkin, sedangkan DT diambil sebagai sebuah nilai yang biasanya bekerja seperti dalam tabel berikut:

Bahan elemen	Panjang, m	DT coba-coba
Baja	2,4 – 3,1	0,00025
Kayu	2,4 – 3,1	0,00025
Beton	2,4 – 3,1	0,00033

Untuk ukuran panjang yang lebih pendek, maka DT yang bersangkutan harus dibuat lebih kecil. Waktu DT yang sesungguhnya dapat dihitung dengan coba-coba yaitu :

$$DT = C \sqrt{\frac{W_m L}{A E g}}$$

di mana $C = 0,5$ hingga $0,75$.

Bentuk persamaan diferensial elemen hingga yang digunakan dalam analisis gelombang adalah

$$D_m = 2D'_m - D''_m + \frac{F_{am} g}{W_m} (DT)^2 \quad (17-7)$$

Kita tidak perlu memecahkan persamaan ini secara langsung, karena bagian yang penting untuk setiap nilai kapasitas tiang-pancang akhir P_u adalah:

1. Gaya-gaya dalam setiap segmen tiang-pancang
2. Perpindahan (atau set) titik tiang-pancang

Perpindahan elemen sesaat dihitung sebagai

$$D_m = D'_m + v_m(DT) \quad (a)$$

Dengan perpindahan elemen sesaat tersebut, maka pemampatan relatif atau pergerakan tekan dapat dihitung di antara dua elemen berdekatan sebagai

$$C_m = D_m - D_{m+1} \quad (b)$$

Gaya dalam segmen m adalah

$$F_m = C_m \left(\frac{AE}{L} \right)_m = C_m K_m \quad (c)$$

Pegas tanah dihitung sebagai

$$K'_m = \frac{R'_m}{\text{gempa}} \quad (d)$$

Tahanan sisi atau tahanan titik didapat dengan menggunakan redaman dengan nilai sisi atau titik dari J dan K' yang sesuai yaitu:

$$R_m = (D_m - D_{sm}) K'_m (1 + J v_m) \quad (e)$$

Gaya yang memberi percepatan dalam segmen m diperoleh dengan menjumlahkan gaya-gaya elemen untuk mendapatkan

$$F_{am} = F_{m-1} - F_m - R_m \quad (f)$$

Kecepatan elemen dihitung sebagai

$$v_m = v'_m + \frac{F_{am}g}{W_m}(DT) \quad (g)$$

Persamaan gelombang memerlukan langkah-langkah perhitungan berikut:

1. Hitung perpindahan setiap elemen secara bergantian dengan menggunakan Persamaan (a) dan satuan-satuan yang konsisten. Pada $DT = 1$ hanya ada satu perpindahan dalam elemen pertama; $DT = 2$ ada 2 perpindahan; $DT = 3$ ada 3 perpindahan $DT = m$ menghitung perpindahan dalam semua elemen m tiang-pancang.
2. Hitung perpindahan tanah plastis D_{sm} . Nilai-nilai akan didapat hanya bila $D_m > g_{mp}$ atau perpindahan tanah elastis. Hal ini memerlukan 2 SUBROUTIN – satu untuk elemen titik dan satu untuk semua elemen lain.
3. Hitung tahanan sisi dan tahanan titik R_m (gunakan p sebagai ganti dari m untuk titik) dengan menggunakan Persamaan (e). Gunakan J_s = redaman sisi untuk semua kecuali elemen titik; gunakan J_p = redaman titik untuk elemen titik. Hal ini memerlukan sebuah persamaan dalam lup DO dan sebuah persamaan titik yang terpisah.
4. Hitung pemampatan pegas dalam setiap elemen C_m dengan menggunakan Persamaan (b).
5. Hitung gaya-gaya dalam setiap elemen dengan menggunakan C_m dan konstanta pegas AE/L seperti Persamaan (c). Gaya-gaya dalam blok sungkup dan sungkup tiang-pancang dihitung secara terpisah dengan menggunakan SUBROUTIN karena elemen-elemen ini biasanya tidak menahan tegangan, dan karena restitusi dengan bahan-bahan yang tak serupa dalam blok sungkup dan bantalan sungkup (jika digunakan).
6. Hitung kecepatan setiap elemen dengan menggunakan Persamaan (g).
7. Masukkan D_m dan v_m yang baru saja dihitung ke dalam penyimpanan dan identifikasi kembali sebagai satu interval waktu ke belakang (yakni, menjadi D'_m dan v'_m sehingga nilai-nilai baru dapat dihitung untuk D_m dan v_m untuk DT berikutnya)
8. Ulangi bila perlu (umumnya tidak kurang dari 40 dan tidak lebih dari 100 iterasi kecuali jika nilai DT yang jelek dipilih atau kecocokan palu tiang-pancang jelek) sampai
 - a. Semua kecepatan menjadi negatif.
 - b. Nilai set titik menjadi lebih kecil dibandingkan nilai pada siklus terdahulu.

Analisis persamaan gelombang memerlukan data masukan sebagai berikut:

1. Tinggi jatuhnya balok besi panjang dari palu tiang-pancang dan berat balok besi panjang. Hal ini termasuk yang diketahui maupun yang dihitung kembali sebagai $h = E_h/W_r$. Perhitungan ini diperlukan untuk mendapatkan kecepatan sungkup tiang-pancang pada $DT = 1$ (saat tumbukan), yang dihitung sebagai

$$v_1 = \sqrt{e_h(2gh)}$$

2. Berat sungkup tiang-pancang, blok sungkup, segmen tiang-pancang, sepatu pendorong, dan modulus elastisitas tiang-pancang
3. Nilai-nilai konstanta pegas blok sungkup dan bantalan tiang-pancang. Tabel 17-6 memberikan nilai-nilai modulus elastisitas E untuk beberapa bahan yang digunakan dalam elemen-elemen ini untuk menghitung pegas sebagai $K = AE/L$. Gunakan Tabel 17-3 untuk koefisien restitusi.

TABEL 17-6 Nilai-nilai modulus elastisitas sekan untuk beberapa bahan † blok sungkup dan bantalan tiang-pancang

(*A* kira-kira = 12 inci atau 30 cm persegi dan *L* = *A*kecuali jika data lain tersedia untuk menghitung konstanta pegas dari *AE/L*)

Bahan	<i>E</i> , ksi	<i>E</i> , MPa
Micarta	450	3100
Kayu keras, kayu ek	45	310
Lingkaran asbestoz	45	310
Kayu lapis, fir (semacam cemara)	35	240
Cemara	25	170
Kayu lunak, getah	30	205

† Data dari Smith (1962) dan Hirsch bersama kawan-kawan (1970)

4. Sifat-sifat tanah dari:
 Gempa (sama seperti *k*₃ yang digunakan terdahulu)
 Redaman sisi (biasanya sepertiga dari nilai titik) *J*_s
 Redaman titik *J*_p

Nilai-nilai khusus adalah:

Tanah	Gempa		Konstanta Redam <i>J</i> _p	
	inci	mm	s/kaki	s/m
Pasir	0,05 – 0,20	1,0 – 5,0	0,10 – 0,20	0,33 – 0,66
Lempung	0,05 – 0,30	1,0 – 8,0	0,40 – 1,00	1,30 – 3,30
Batuan	> 0,20	> 5,0		

Nilai-nilai khusus adalah:

5. Perkiraan lah persentase beban ultimat yang diangkut oleh titik tiang-pancang (0 sampai 100 persen). Umumnya, tidak ada tiang-pancang yang mengangkut 100 persen beban pada titik, dan kita seharusnya tidak menggunakan lebih dari 80 sampai 95 persen pada titik. Penempatan 100 persen beban pada titik akan menghasilkan diskontinuitas dalam perhitungan-perhitungan, karena beban sisi dari tahanan kulit akan mengikutsetakan redaman seperti diperlihatkan dalam Persamaan (*f*), dengan tidak ada tahanan sisi *K*_m' = 0,0.

Gambar-gambar *P_u* terhadap pukulan per inci (atau cm) dibuat dengan memisalkan beberapa nilai *P_u* serta dengan menggunakan program komputer persamaan gelombang untuk mendapatkan himpunan tersebut. Pukulan per inci *N* dihitung sebagai

$$N = \frac{1}{s}$$

Untuk setiap kurva maka persentase *P_u* yang dimisalkan akan diangkut oleh titik tiang-pancang yang konstan sebagai, misalkan, 25, 50, 75, 95 persen.

Gambar-gambar 1/s (atau N) terhadap tegangan pancang dihitung dari setiap P_u yang diberikan dengan keluaran komputer gaya elemen maksimum dan set titik yang bersangkutan untuk nilai DT . Beberapa nilai lain dari gaya elemen maksimum (tak perlu di dalam elemen yang sama) dan ditentukan pada DT yang lain juga dipilih supaya titik-titik yang didapatkan cukup untuk menggambarkan sebuah kurva. Kurva ini agak salah, karena bentuk matematikanya dan harus di "perbaiki" melalui titik asal, sebab biasanya tidak mungkin untuk mendapatkan nilai-nilai 1/s serendah 0,5, 1,0 dan 1,5 atau 2,0. Dalam daerah 1/s yang besar jelaskah bahwa kurva tersebut akan mendekati nilai asimptotik dari tegangan pancang. Kurva-kurva P_u terhadap pukulan per centimeter dan tegangan pancang terhadap pukulan per centimeter diperlihatkan dalam Gambar 17-4.

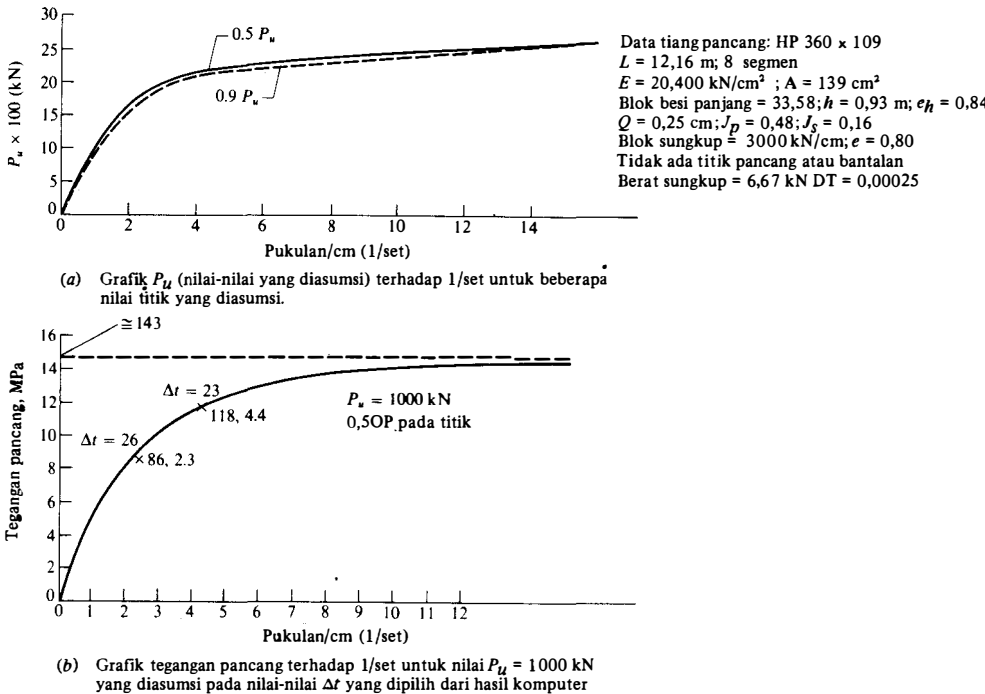
Jejak (tiruan) beberapa gelombang tegang yang menuruni sebuah tiang-pancang perlihatkan dalam Gambar 17-5 untuk sebuah tiang-pancang dengan data berikut:

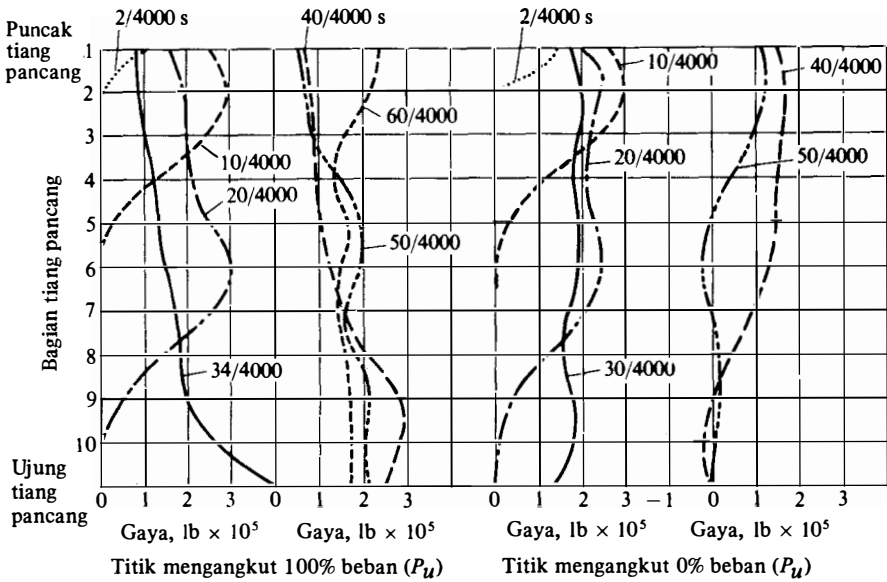
$P_u = 200$ kips; HP 12 x 53; $L = 100$ kaki; 10 segmen tiang-pancang yang masing-masing sepanjang 10 kaki
 $W_f = 5$ kips; $h = 3$ kaki; berat sungkup tiang-pancang = 0,7 kip; $e_h = 0,80$
Berat titik pancang = 0,10 kip; gempa = 0,1; redaman sisi = 0,05
Redaman titik = 0,15; $n = 0,50$ untuk blok sungkup tidak ada bantalan AE/L untuk blok sungkup = 2000 kips/inci; $E = 30\,000$ ksi.

Komentar Umum mengenai Persamaan Gelombang

Telah banyak dilakukan modifikasi pada persamaan gelombang asal seperti apa yang dinyatakan pemrogram (pembuat program) akan menjadi pembuatan model yang lebih baik dari efek tanah pada sisi poros $[R(M)]$ dari elemen-elemen muka antara (balok besi panjang, landasan, blok sungkup, dan lain sebagainya) ke tiang-pancang, dan di

GAMBAR 17-4 Persamaan gelombang yang digunakan untuk mendapatkan kurva-kurva P_u terhadap 1/set dan tegangan pancang terhadap 1/set untuk kegunaan lapangan.





GAMBAR 17-5 Gambar dari gaya-gaya yang dihitung pada elemen-elemen tiang-pancang dengan persamaan gelombang untuk sebuah HP 12 x 53. Gambar diperlihatkan untuk interval-interval waktu yang dipilih dan untuk kasus titik yang mengangkut 100 persen beban.

dalam kasus palu diesel, untuk membuat model ledakan campuran bahan bakar. Dalam semua hasil kasus ini sedikit lebih dibandingkan usul Smith mula-mula (jika kebolehan yang wajar dibuat) untuk sejumlah alasan. Karena tahanan titik dan tahanan poros serta gempa berada pada faktor-faktor terbaik yang membuat program tersebut menghasilkan sebuah pemecahan. Tumbukan palu dan getaran tiang-pancang yang dihasilkan akan mereduksi tanah yang terdekat dengan poros tiang-pancang dan titik pada sebuah cairan kental. "Viskositas" tersebut barangkali akan bertambah dengan kedalaman tapi hal ini dapat diperhitungkan dengan memasukkan $[R(M)]$ yang berbeda untuk setiap segmen tiang-pancang. Karena jangkauan gempa yang lebar memberikan pemecahan dengan tidak banyak perbedaan, jelaslah bahwa faktor inilah yang membuatnya bekerja "walaupun beberapa faktor tertentu bekerja lebih baik dari yang lain. Faktor-faktor yang dianjurkan oleh Smith bekerja sebaik yang lain. Pernyataan yang serupa dapat dibuat untuk faktor ukuran dan faktor redam titik.

Pembuatan model bidang batas palu-tiang-pancang merupakan latihan yang paling baik dalam keuletan perhitungan. Palu-palu yang berbeda mempunyai konfigurasi landasan yang berbeda (dan dimensi yang berbeda), sungkup pendorong berubah banyak, dan "pegas" blok sungkup juga berubah banyak (malah selama pemancangan tiang pancang yang sama) tergantung pada beberapa banyak pegas tersebut telah digunakan. Energi masukan tiang-pancang sangat tergantung pada keadaan mekanis dari palu. Dengan meninjau semua variabel ini, dianjurkan untuk menggunakan bentuk yang paling sederhana dari persamaan gelombang agar memadai. Setiap perhandingan antara keluaran komputer dan kapasitas tiang-pancang yang diramalkan dalam simpangan sebesar 30 persen mungkin akan merupakan masukan data yang sesuai [lihat juga kajian komprehensif oleh Tavenas dan Audibert (1977)] dibandingkan kerumitan program komputer. Hal yang relatif mudah untuk menghitung balik korelasi dengan sebuah pengujian beban yang mempunyai data masukan baik yang diketahui dengan satu program persamaan gelombang. Tapi, tidaklah mudah untuk meramalkan hasil pengujian beban lebih dulu.

Karena, persamaan gelombang sebenarnya menyangkut energi yang di "terima" oleh segmen tiang-pancang, sehingga jelaslah bahwa masukan energi pada program hanya merupakan suatu perkiraan kecuali jika hal itu langsung diukur dengan mengikatkan alat ukur regangan, alat pengukur kecepatan atau percepatan pada sebuah atau lebih segmen tiang-pancang bagian atas. Inilah pokok pendekatan Rausche dan Goble (1979) di mana pengukuran gaya/percepatan kemudian langsung merupakan masukan ke dalam program jenis persamaan gelombang.

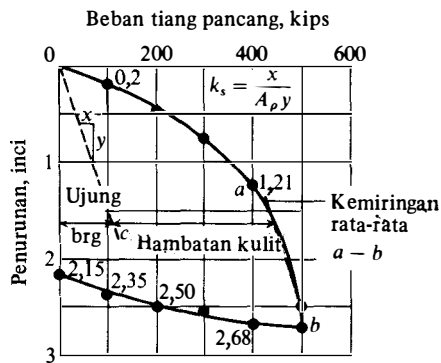
Sejumlah program dapat dipakai untuk membuat model energi masukan dari palu diesel dengan menggunakan "energi letupan". Karena energi ledakan bahan bakar tidak mudah ditentukan dan seperti dinyatakan sebelumnya bahwa keluaran energi tergantung pada kondisi mekanis palu, maka jelaslah bahwa program terdahulu yang jauh lebih sederhana sama mudahnya untuk dipakai. Kita hanya perlu memasukkan energi yang benar (yakni, sesuaikan berat balok besi panjang dan tinggi jatuhnya h) agar keluaran energi sama seperti untuk gaya letupan. "Pegas" blok sungkup dapat disesuaikan untuk memperhitungkan bidang batas antara elemen palu diesel yang mungkin berbeda dari palu uap. Persoalan tersebut dapat dipecahkan jika segmen tiang-pancang pertama dilengkapi dengan instrumen untuk mendapatkan masukan energi.

Sejumlah program persamaan gelombang terdahulu mempunyai sebuah bidang batas yang mempunyai model kesalahan [dalam kertas kerja semula yang dikemukakan oleh Smith dan secara kebetulan dijumpai pengarang ketika mengembangkan sebuah persamaan gelombang untuk memancang tiang-pancang yang bergetar (tidak diterbitkan)]. Kesalahan ini dapat mempengaruhi keluaran sampai sebanyak 5 persen. Kesalahan semacam ini sukar dijumpai karena variasi minor dalam masukan dan orde magnitudo gaya-gaya keluaran sedemikian rupa sehingga kesalahan tersebut dianggap tidak penting kecuali jika menginginkan kerumitan yang besar dalam program tersebut.

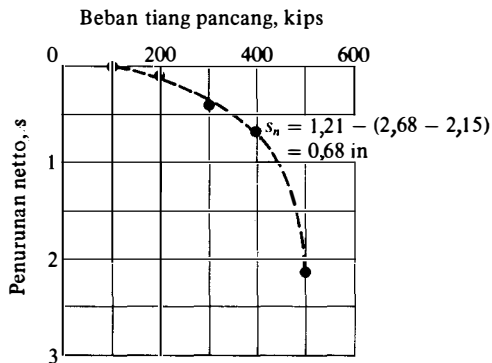
17-7 PENGUJIAN BEBAN TIANG-PANCANG

Metode yang paling dapat dipercaya untuk menentukan kapasitas beban sebuah tiang-pancang adalah dengan pengujian beban. Metode ini terdiri dari pemancangan tiang-pancang pada kedalaman perencanaan dan menggunakan sederet beban dengan beberapa cara. Prosedur biasa adalah memancang beberapa tiang-pancang tersebut dalam sebuah kelompok dan menggunakan dua atau lebih tiang-pancang yang berdekatan untuk reaksi pemakai beban tersebut. Suatu balok yang tegar merentang memotong tiang pancang uji dan dengan kokoh diikatkan ke tiang-tiang pancang reaksi. Sebuah dongkrak yang berkapasitas besar ditempatkan di antara balok reaksi dan bagian paling atas dari tiang pancang uji untuk menghasilkan tambahan beban uji. Pemasangan umum (Gambar 17-6c) adalah serupa dengan pengujian beban pelat yang ditunjukkan dalam Gambar 4-8 dengan pelat diganti dengan tiang pancang. Pengujian tersebut telah dibakukan sebagai ASTM D 1143; meskipun demikian peraturan bangunan setempat dapat menetapkan tambahan-tambahan beban dan urutan waktu. Cara-cara yang agak serupa digunakan untuk menguji tiang pancang yang dibebani secara lateral. Di sini beban lateral dapat diterapkan dengan mendongkrak dua tiang pancang yang berdekatan untuk menjauhkan satu sama lain atau menggabungkan beberapa tiang pancang secara tepat untuk reaksi lateral.

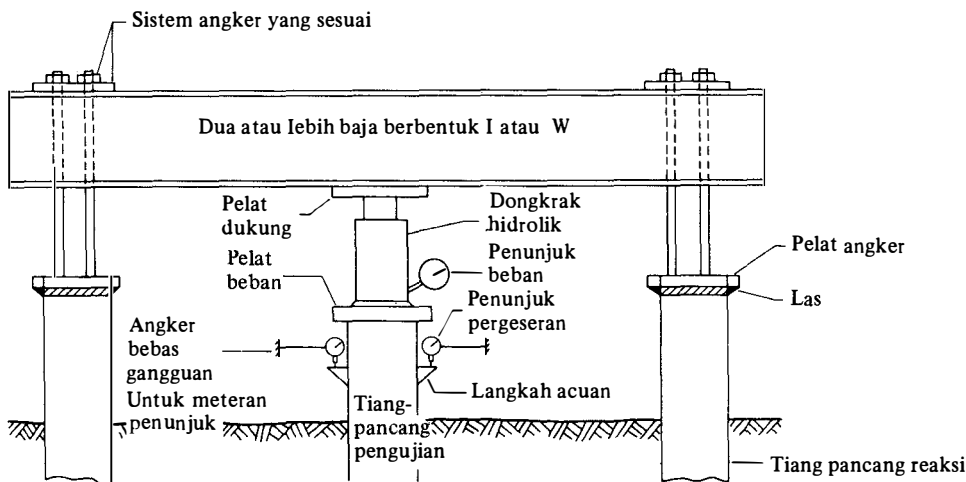
Gambar 17-6 menggambarkan data khusus dari sebuah pengujian beban tiang-pancang. Gambar 17-6a, adalah gambar yang biasa untuk sebuah pengujian beban [dan dengan menggunakan kips – banyak orang terus menggunakan ton (sebesar 2000 lb) untuk menjelaskan kapasitas tiang-pancang].



(a) Metode biasa dari data penyajian



(b) Plotlah beban versus penurunan bersih yang dihitung seperti diperlihatkan pada gambar.



c) Pemasangan alat pengujian beban tiang-pancang yang khas (susana) dengan menggunakan tiang-pancang yang berdekatan dalam kelompok untuk reaksi.

GAMBAR 17-6

Data pengujian beban tiang-pancang. Ini merupakan pengujian beban tiang-pancang yang sesungguhnya untuk tiang-pancang C dari Soal 16-7 dengan data yang diperlihatkan dalam Gambar P 16-7. Tiang-pancang ini terdiri dari pipa berdiameter 14 in dengan dinding 0,312 in dan panjang 50 kaki (a) Metode biasa untuk menyajikan data. (b) Gambar beban terhadap penurunan bersih (netto) yang dihitung seperti diperlihatkan gambar (c)

Beban tiang-pancang akhir biasanya diambil sebagai beban di mana kurva penurunan beban mendekati asimtot vertikal seperti pada beban 500 kip yang diperlihatkan dalam Gambar 17-6a, atau beban yang menyatakan sejumlah penurunan ujung tebal, misalnya 25 mm dan didasarkan pada bentuk umum kurva penurunan beban, beban perencanaan tiang-pancang, dan kode bangunan setempat (jika ada). Kurva penurunan beban harus digambar dengan skala penurunan yang cukup besar agar bentuknya (dan kemiringan) dapat didefinisikan. Dengan melihat Gambar 17-6a, jelaslah bahwa dengan sendirinya pengurangan skala vertikal dengan faktor setengah menghasilkan kesukaran dalam menentukan kurva tersebut menjadi hampir vertikal di antara beban 400 dan 500 kip.

Suatu metode alternatif untuk menafsirkan Gambar 17-6a berdasarkan pada suatu konsep yaitu kebanyakan beban diangkut oleh tahanan kulit ke slip poros (penurunan

ujung tebal) yang cukup untuk menggerakkan nilai batas. Bila tahanan kulit batas digerakkan maka beban titik bertambah hampir secara linier hingga kapasitas titik akhir dicapai, Pada titik ini beban yang dipakai selanjutnya akan membentuk penurunan langsung kurva beban menjadi vertikal). Dengan melihat kembali Gambar 17-6a, maka pernyataan-pernyataan ini dapat diterjemahkan sebagai berikut:

1. Dari 0 ke titik a kapasitas didasarkan pada tahanan kulit ditambah setiap kontribusi titik yang kecil. Kapasitas tahanan kulit merupakan mekanisme pengangkut beban utama dalam daerah ini. Titik a biasanya memerlukan tafsiran visual sebab jarang ada patahan tajam dalam kurva tersebut.
2. Dari titik a ke b kapasitas beban yaitu jumlah tahanan kulit batas (sekarang merupakan sebuah konstanta) ditambah kapasitas titik.
3. Dari titik b maka kurva menjadi vertikal sewaktu kapasitas titik ultimat dicapai. Seringkali asimtot vertikal telah diduga sebelumnya (atau beban sampai suatu nilai adalah memadai) dan pengujian tersebut berakhir sebelum sebuah cabang kurva "vertikal" diperoleh.

Konsep tersebut diperkenalkan oleh Van Weele (1957) dan mulai digunakan pada waktu ini [yakni, Brierley bersama kawan-kawan (1972), Leonards dan Lovell (1979), di antara yang lain]. Menurut Van Weele jika kita menarik garis putus-putus 0 ke c melalui titik pusat serta sejajar terhadap daerah kapasitas titik dari a ke b pada komponen-komponen pengangkut beban dari tiang-pancang adalah seperti yang diperlihatkan Gambar 17-6a. Dalam ini pada $\Delta H = 1$ dalam beban tersebut kita telah membawa sebagai berikut:

Titik	=	60 kips
Tahanan kulit	=	<u>290 kips</u>
Total	=	350 kips ditunjukkan dalam gambar Peraturan bangunan gambar

Peraturan bangunan setempat biasanya menetapkan bagaimana pengujian beban dilaksanakan dan diinterpretasikan dan beban-beban desain tiang pancang di atas mana suatu pengujian beban diperlukan (biasanya $P_d > 50$ kips). Sebagai contoh, peraturan-peraturan bangunan New York, Atlanta, dan Chicago menetapkan pengujian tersebut sebagai berikut:

1. Pakai pertambahan beban sebesar 25 persen dari beban kerja yang diusulkan; Atlanta dan New York memulai penambahan pertama pada 50 persen. Ini memerlukan tujuh atau delapan pertambahan beban.
2. Angkut pembebanan ke dua kali beban kerja yang diusulkan.
3. Gunakan beban-beban setelah selang sejumlah waktu atau sesudah hasil kecepatan penurunan berupa nilai kecil.
4. Beban tiang-pancang yang diijinkan diambil, tidak lebih dari 0,005 in/kip, yaitu menyebabkan penurunan bersih. Misalnya dengan melihat kembali Gambar 17-6b, maka beban tiang-pancang yang diijinkan kira-kira 250 kips ($500 \times 0,005 = 2,50$ in terhadap kira-kira 2,2 in yang diukur).
5. Kode bangunan membatasi nilai minimum dari energi palu E_h .
6. Kode memerlukan jumlah minimum dari tiang-pancang uji per proyek.

Tiang pancang dalam tanah butiran biasanya diuji 24 sampai 48 jam setelah pemancangan jika pengaturan pengujian beban telah dilakukan. Selang waktu ini biasanya mencukupi untuk tekanan pori yang berlebihan menghilang; meskipun demikian, Samson dan Authier (1986) menunjukkan bahwa sampai 70 persen perolehan kapasitas dapat terjadi jika pengujian beban dilakukan dua atau tiga minggu setelah pemancangan.

Tiang-pancang dalam tanah kohesif harus diuji setelah beberapa waktu berselang antara 30 sampai 90 hari agar kenaikan kekuatan tiksotropik dapat dicapai.

Dalam setiap tanah waktu yang cukup harus berselang untuk membiarkan disipasi parsial (sebagian) dari tegangan pemampatan sisa dalam poros sebelah bawah dan beban titik dari tahanan kulit negatif pada poros sebelah atas (dari ekspansi poros sebelah atas) sewaktu energi palu dilepaskan. Tegangan-tegangan/gaya-gaya sisa ini telah diamati dalam sejumlah laporan dan diringkas oleh Vesic (1977).

ASTM D1143 memberikan prosedur pengujian beban tiang pancang 'standard' dan menggambarkan secara terinci data yang harus dikumpulkan sebagai tambahan untuk beban melawan pergeseran ujung tumpul. Tentu saja, akan menjadi sangat bermanfaat untuk bermacam-macam organisasi yang menerbitkan kertas-karya teknik (seperti ASCE dan CGJ) untuk membuat suatu daftar informasi yang akan menjadi minimum untuk dimasukkan kedalam kertas-karya (papers) yang diterima untuk publikasi. Hal ini akan memberikan kepada pembaca informasi yang mencukupi untuk membuktikan secara lebih baik dan menyediakan kesimpulan-kesimpulan alternatif dan menciptakan suatu data dasar yang berguna untuk korelasi-korelasi masa depan yang lebih dapat dipercaya. Ini khususnya penting untuk tiang-pancang karena, seperti yang ditulis dalam Bab 16, terdapat sejumlah besar data pengujian yang saling bertentangan diterbitkan.

17-8 TEGANGAN-TEGANGAN PANCANG PADA TIANG-PANCANG

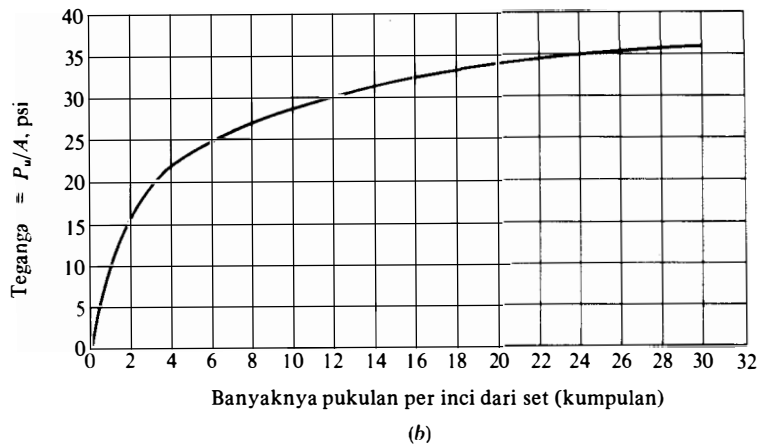
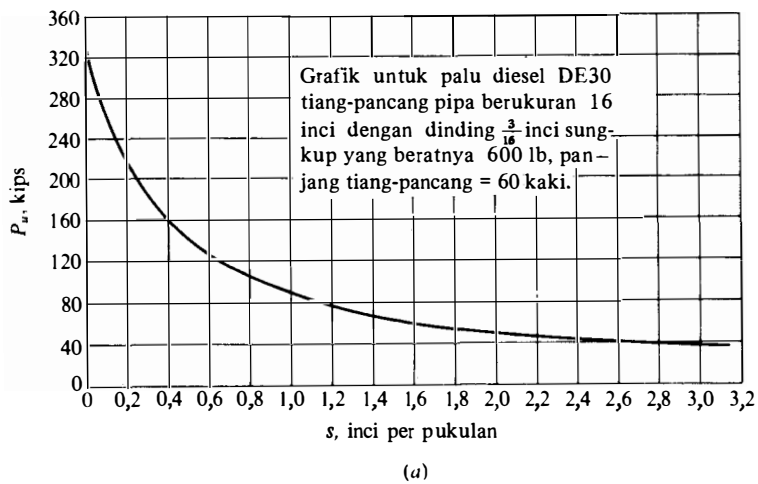
Sebuah tiang-pancang harus dibagi-bagi sewajarnya untuk memenuhi tegangan (pendorong) statik dan dinamik. Sukar untuk menghitung tegangan pancang, kecuali sebagai perkiraan (aproksimasi) bagi pembatasan yang sama yang termasuk dalam persamaan dinamik seperti yang digunakan dalam menghitung tahanan ultimat.

Persamaan gelombang menurut pengarang, merupakan cara terbaik yang tersedia saat ini untuk mendapatkan tegangan pancang, baik tekanan untuk metal maupun tekanan dan tarik untuk tiang-pancang beton. Nilai maksimum dari P_u (gaya pada sebuah segmen tiang-pancang) dapat dipilih dari cetakan gaya terhadap waktu. Nilai ini tergantung pada jumlah tahanan sisi yang diasumsi, tapi hanya dalam contoh yang digunakan Gambar 17-5.

$$\text{Gaya elemen tiang-pancang maksimum} = \begin{cases} 302 \text{ kips bila } P_p = 0,25 P_u \\ 310 \text{ kips bila } P_p = 0,75 P_u \end{cases}$$

menunjukkan bahwa beban tiang-pancang ultimat (dan gaya-gaya elemen) tidak terlalu sensitif terhadap faktor ini. Pemecahan tersebut sangat sensitif pada nilai P_u yang diasumtif semula.

Persamaan-persamaan dinamik (jenis ENR dan jenis Hiley) dapat juga digunakan untuk menghitung nilai-nilai-kira-kira tegangan pancang. Penggunaan persamaan-persamaan ini — dengan menggunakan persamaan Hiley khususnya untuk ilustrasi akan dituliskan dalam bentuk yang agak lain. Jadi persamaan Hiley (atau ENR) dapat dituliskan kembali un-



GAMBAR 17-7 Gambar perhitungan-perhitungan dari Contoh 17-4. (a) Gambar s terhadap P_u ; (b) gambar dari banyaknya pukulan di dalam 1 inci set terhadap tegangan tiang-pancang yang bersangkutan.

tuk sebuah palu dan tiang-pancang yang diberikan sebagai

$$P_u = \frac{E_h W_r h}{s + C} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} = \frac{K_1 K_2}{s + C}$$

Dengan mengasumsikan nilai-nilai untuk s dan memecahkannya untuk P_u sebuah kombinasi palu dan tiang-pancang yang diberikan maka kita dapat menghasilkan sebuah kurva seperti dalam Gambar 17-7a. Karena supervisor pemancangan tiang-pancang berminat dalam tegangan terhadap banyaknya pukulan per inci, yang dapat diukur dengan mudah, maka akan memudahkan bagi kita untuk menganggap bahwa terdapat relasi linier untuk pukulan terhadap set, sehingga kita dapat menggambarkan kurva b dari Gambar 17-7. Ordinat tegangan dihitung sebagai P_u/A . Jadi, dengan memiliki kurva, seperti yang diperlihatkan set terhadap tahanan dalam sistem khusus yang digunakan, para supervisor dapat menghitung pukulan untuk penetrasi 1-inci, ketika memasuki kurva dengan hitungan pukulan ini, serta membaca tegangan tiang-pancang yang bersangkutan. Dengan memasuki

ordinat tegangan maksimum yang diperbolehkan, maka mereka dapat membaca jumlah maksimum pukulan, yang dihubungkan dengan sejumlah set di luar tiang-pancang yang terlalu tegang tersebut.

Pengukuran set bukanlah sebuah pengukuran langsung ketika palu memukul tiang-pancang sehingga terdapat suku $K_1 + K_2 + K_3$ sebagai tambahan pada set permanen s .

Dengan mengikatkan sebuah alat gores pada tiang-pancang dan menggunakannya ketika membuat gambar kalkir pada kertas atau bahan lain, maka pergerakan kepala ke bawah dan ke atas selama dan sesudah tumbuhkan, akan menghasilkan nilai set yang cukup teliti.

Ada beraneka ragam pendapat mengenai kemungkinan tegangan pancang maksimum. Tegangan-tegangan setinggi $0,85 f'_c$ untuk tiang-pancang beton dapat mengakibatkan keretakan tiang-pancang di bawah tanah; jadi ternyata bahwa tegangan-pancang harus dibatasi pada nilai sebesar $0,5$ sampai $0,6 f'_c$. Tegangan pancang kayu harus dibatasi dalam orde $0,6$ sampai $0,7 f_{ultimat}$ untuk menghindarkan pembelahan (pemisahan) dan kerusakan lain dari pemancangan. Tegangan pancang untuk tiang-pancang baja harus dibatasi sampai kira-kira $0,9 f_y$ untuk menghindarkan daerah luluh dalam bahan tiang-pancang di bawah tanah yang dapat menghasilkan lebih banyak korosi akibat kehilangan sisik oksida besi dan formasi garis-garis Luder (slip). Beberapa orang berpendapat bahwa tegangan pancang untuk tiang-pancang baja bisa sebesar f_y hingga barangkali 10 sampai 15 persen di atas nilai ini, karena baja mempunyai kapasitas residu yang besar, dan efek "pengerasan regang" yang melintasi titik luluh. Dalam pikiran pengarang, hal di atas tidak memper-timbangkan korosi potensial, sehingga tegangan pancang harus dibatasi.

Contoh 17-4 Buatlah sebuah kurva set terhadap tahanan pancang dengan menggunakan data berikut:

Palu DE-30 (data seperti dalam Tabel A-2)

$W_r = 2800$ lb

$E_h = W_r h = 16800 - 22400$ kaki lb gunakan 20.000 kaki lb

Efisiensi e_h diambil sebagai $0,85$ sebagai ganti dari $1,0$

Koefisien restitusi n diambil sebagai $0,40$ dari Tabel 17-3

Estimasi $k_1 = 0,10$ in dari Tabel 17-2

Beban kerja tiang-pancang = 210 kips

Tegangan pancang diambil pada $F = 1,0$

Kurva dibuat untuk tiang-pancang pipa OD $16,00$ inci, dengan menggunakan sungkup pancang 600 lb

Tiang-pancang diurug dengan beton sesudah pemancangan.

Pemecahan. Luas kira-kira dari logam tiang-pancang adalah

$$A_s = \frac{210}{F_y} = \frac{210}{36} = 5,83 \text{ in} \quad \text{yang menggunakan baja A-36}$$

Suatu ketebalan dinding pipa dipilih setebal $\frac{3}{16}$ inci dengan luas baja sebesar $9,34$ inci² (Tabel A-4), yang menyediakan sebuah tegangan pancang nominal sebesar $f_s = 210/9,34 = 22,5$ ksi. Berat tiang-pancang adalah $31,7$ lb/kaki, dan panjangnya diambil sebagai 60 kaki (analisa statik), yang menghasilkan berat tiang-pancang $W_p = 31,7 (60) = 1900$ lb. Dengan mengira-ngira, maka

$$k_2 = \frac{P_u L}{AE} = \frac{210(60)(12)}{9,34(29 \times 10^3)} = 0,558 \text{ in}$$

Nilai k_3 diperkirakan pada 0,08 inci (jangkauan sebesar 0 sampai 0,2 yang diberikan sebelumnya). Juga $W_p = W'_p +$ sungkup; gunakan kips dan hitunglah:

$$P_u = \frac{0,85(20)(12)}{s + \frac{1}{2}(0,10 + 0,558 + 0,08)} \frac{2,8 + (0,4)^2(2,5)}{2,8 + 2,5}$$
$$= \frac{204}{s + 0,369} \frac{3,2}{5,3} = \frac{123,17}{s + 0,369}$$

sehingga Tabel E 17-4 dapat dipersiapkan.

TABEL E17-4

s	$s + C$	P_u , kips	$1/s = N$	$f_s = P_u/9,34$ ksi
0	0,369	334	∞	35,7
0,05	0,389	294	20	31,5
0,10	0,469	263	10	28,1
0,20	0,569	217	5	23,2
0,80	1,169	105	1,25	11,3
1,00	1,369	90	1,00	9,6
2,00	2,369	52	0,50	5,6

Data digambarkan di dalam Gamb. 17-7a dan b

Dua pertanyaan :

- 1) Apakah kita harus memperbaiki harga k_2 untuk kesesuaian dengan setiap harga P_u ?
- 2) Apakah akan menjadi suatu perkiraan yang lebih baik untuk harga $k_1 = 0,16$ inci?

17-9 KOMENTAR UMUM MENGENAI PEMANCANGAN TIANG-PANCANG

Penjajaran tiang-pancang seringkali sukar didapat dengan persis, dan seringkali tiang-pancang yang dipancang menyimpang dari kedudukannya yang diperhitungkan. Toleransi sebesar 50 sampai 100 mm biasanya diperbolehkan. Penyimpangan yang lebih besar mungkin memerlukan tambahan perencanaan bagian bangunan bawah tanah untuk memperhitungkan eksentrisitas, atau mungkin lebih banyak tiang-pancang yang harus dipancang. Penjajaran tiang-pancang pipa dapat diperiksa dengan memasukkan cahaya ke dalam tabung tersebut. Jika sumber cahaya lenyap, maka penjajaran tersebut tidak benar. Kelompok tiang-pancang harus dipancang dari bagian sebelah dalam ke luar karena perpindahan tanah lateral menyebabkan pemancangan keras yang berlebihan dan naiknya dasar galian dari tiang-pancang yang sudah dipancang.

Kerusakan pada tiang-pancang dapat dihindarkan atau dikurangi dengan mengkuadratkan kepala pemancang dengan sumber energi. Sungkup panjang untuk tiang-pancang yang sesuai dan/atau bantalan harus digunakan. Bila tahanan pancang yang diperlukan ditemukan, maka pemancangan harus dihentikan. Tahanan-tahanan pancang ini dapat diambil sembarang sebagai

Tiang-pancang kayu	4—5 pukulan/25 mm
Tiang-pancang beton	6—8 pukulan/25 mm
Tiang-pancang baja	12—15 pukulan/25 mm

Pemancangan memerlukan aksi korektif jika kepala tiang-pancang kayu rusak; yaitu, gunakan sebuah sungkup atau pita logam atau potong dengan lebih hati-hati kepala tiang-

pancang tersebut. Jika selama pemancangan sebuah tiang-pancang berubah arah, atau penetrasi menjadi tak teratur atau tiba-tiba bertambah, maka tiang-pancang mungkin telah patah atau bengkok. Tiang pancang yang rusak harus ditarik; mencabut tiang-pancang kayu yang rusak bukanlah suatu pekerjaan yang mudah khususnya kerusakan pada bagian bawah.

Pemancangan tiang-pancang dapat menginduksi naiknya dasar galian dalam tanah jenuh, dan butiran halus yang tak cepat tersalur, di mana tanah yang dipindahkan menambatkan tekanan air pori sehingga perbandingan kosong tidak cepat berubah. Sewaktu tekanan pori berkurang, maka banyaknya kenaikan dasar galian dapat direduksi. Tiang-pancang yang sudah dipancang di dalam bahan ini dapat terangkat ke atas, masalah tersebut bisa rumit jika tiang-pancang dibuat agak rapat satu sama lain [Klohn (1961)]. Masalah tersebut bisa serius dan juga tidak serius, tergantung bagaimana naiknya dasar galian tersebut terjadi [Nordlund (1962)] dan mungkin lebih serius untuk tiang-pancang dukung titik jika tiang-pancang hingga ke penolakan yang menyebabkan terjadinya kenaikan galian, karena dapat menghasilkan penurunan yang berlebihan sesudah konstruksi tersebut dibangun sewaktu tiang pancang kembali mengambil tempat. Jika naiknya galian dasar telah diduga sebelumnya, maka pemeriksaan titik tetap yang diduga harus didapatkan, elevasi diambil pada tiang-pancang sesudah tiang-pancang dipancang dan ketika tiang-pancang yang lain dipancang ke daerah pinggiran.

Karena kenaikannya disebabkan oleh perpindahan volume, yang dapat dikendalikan dengan menggunakan tiang pancang yang perpindahan volumenya kecil (pipa H atau pipa ujung-terbuka). Kenaikan dapat dikendalikan oleh prabor dengan sebuah lubang di bawah ukuran dan tiang pancang pipa ujung-tertutup untuk mengurangi perpindahan volume.

Di dalam tanah butiran, pengaturan kembali konstruksi tanah dari getaran pancang dapat mengakibatkan penurunan daerah yang berdekatan. Tiang-pancang yang sudah dipancang boleh di pra-bebani hingga sejumlah tertentu dari fenomena ini. Sebuah tiang-pancang yang dipancang di dalam sebuah daerah berdiameter kira-kira tiga tiang-pancang dari sebuah tiang-pancang yang sudah dipancang akan lebih sukar untuk dipancang, karena tanah dalam daerah ini akan dimampatkan.

Kontinuitas tiang-pancang yang dicor di tempat, dijelaskan dengan menghitung volume beton yang digunakan untuk mengurug rongga tiang-pancang serta membandingkannya dengan volume rongga teoretis.

SOAL-SOAL

(Data palu tiang-pancang di dalam Tabel A-2 dari Lampiran A)

17-1 Sebuah pengujian beban tiang-pancang mempunyai data berikut:

Tiang-pancang = pipa berdiameter 16 inci : $L = 55$ kaki $A = 23,86$ inci² ;

$E = 29\,000$ ksi; berat = 82,3 lb/kaki

Berat termasuk pengikat instrumentasi

Palu = Vulcan 140 C; $e_h = 0,75$

Pukulan untuk kaki terakhir = 38

Sungkup tiang-pancang = 1710 lb

Cari : P_u dan P_d dengan persamaan-persamaan Hiley, ENR, dan Janbu

Jawab: $P_u = 390$ kips (pengujian beban) oleh Hiley $P_u \approx 408$ kips ($n = 0,50$)

- 17-2 Sebuah pengujian beban tiang-pancang mempunyai data berikut:
 Tiang-pancang = 406 mm beton persegi : $L = 13,7$ m
 $A = 0,1648 \text{ m}^2$; $E_c = 43430 \text{ MPa}$
 Berat/m = 3,89 kN/m
 Palu = Vulcan 140 C; $e_h = 0,78$
 Set = 13,8 mm/pukulan
 Sungkup tiang-pancang (menggunakan bantalan) = 7,604 kN
 Cari: P_u dan P_a dengan persamaan-persamaan Hiley, ENR, dan Janbu
Jawab: $P_u = 1512 \text{ kN}$ (pengujian beban) oleh Janbu $P_u \cong 1400 \text{ kN}$
- 17-3 Sebuah pengujian beban tiang-pancang mempunyai data berikut:
 Tiang-pancang = beton persegi 16 inci; $L = 55,0$ kaki; $E = 6300 \text{ ksi}$
 Palu = Vulkan 140 C; $e_h = 0,85$
 Pukulan untuk kaki terakhir = 48
 Berat sungkup tiang-pancang = 1710 lb
Diperlukan: Hitunglah kapasitas tiang-pancang akhir dan yang diijinkan dengan menggunakan persamaan ENR yang dimodifikasi dari Tabel 17-1.
Jawaban: $P_u = 480 \text{ kips}$ (pengujian beban). ENR $P_u = 780 \text{ w/n}$ $0,5$, $P_a = 130 \text{ kips}$
- 17-4 Sebuah pengujian beban tiang-pancang mempunyai data yang berikut:
 Tiang-pancang = kayu $0,116 \text{ m}^2$ ujung tebal, $0,058 \text{ m}^2$ ujung runcing; $L = 12,2 \text{ m}$
 $E = 11000 \text{ MPa}$; kayu = $20,6 \text{ kN/m}^3$
 Palu = Vulcan 65 C; $e_h = 0,76$
 Set = 13,3 mm/pukulan
 Berat sungkup tiang-pancang = 4,225 kN
Diperlukan: Hitunglah kapasitas tiang-pancang ultimat yang diijinkan menggunakan persamaan Gates dan CNBC dari Tabel 17-1.
Jawaban: $P_u = 712 \text{ kN}$ (pengujian beban); oleh Gates $P_u = 627$, oleh CNBC $P_u = 477 \text{ kN}$
- 17-5 Gambarkan sebuah kurva P_u terhadap $1/s$ dan tegangan terhadap $1/s$ untuk tiang-pancang dari Soal 17-3 dengan menggunakan persamaan dari Tabel 17-1 yang ditetapkan instruktur (asisten)
- 17-6 Gambarkan sebuah kurva P_u terhadap $1/s$ dan tegangan terhadap $1/s$ untuk tiang-pancang dari Soal 17-4
- 17-7 Berapakah beban yang diperbolehkan pada tiang-pancang dari Soal 17-3 dengan menggunakan persamaan PCUBC?
Jawaban : $P_u \cong 110 \text{ kips}$
- 17-8 Berapakah beban yang diperbolehkan pada tiang-pancang dari Soal 17-4 dengan menggunakan persamaan PCUBC?
- 17-9 Gunakan data tiang-pancang dari Soal 17-1 atau 17-3 seperti yang ditetapkan pada
- 17-10 Gambarkan data pengujian beban yang ditetapkan dari kedua pengujian beban sesungguhnya yang berikut, dan pilihlah beban perencanaan yang diperbolehkan pada tiang pancang dan data pengujian beban:

Nomor Pengujian 1			Nomor Pengujian 2		
HP 14 × 73. <i>L</i> = 50 kaki			pipa berukuran 324 × 8 mm, † <i>L</i> = 16,8 m		
<i>P</i> , kips	Beban	Tanpa beban	<i>P</i> , kN	Beban	Tanpa beban
0		0,6 in			25,4 mm
100	0,20 in	0,80	445	03,0 mm	29,2
200	0,35	1,00	890	05,6	31,8
300	0,50	1,15	1330	10,2	34,3
400	0,80	1,25	1780	16,5	37,8
500	1,20		2000	31,8	
	1,30 (24 h)			38,1 (24 h)	

† Diurug dengan beton dengan $f'_c = 28$ MPa.
Gunakan kode bangunan di daerah anda atau Kode Chicago yang diberikan dalam Bag. 17-7.

- 17-11 Hitung P_u untuk tiang-pancang yang diperlihatkan di dalam Gambar P 16-7 dengan menggunakan persamaan dinamik yang ditetapkan oleh instruktur, dan bandingkan pemecahan tersebut dengan nilai-nilai pengujian beban dari P_u yang diperlihatkan. Palu pemancang di dalam semua kasus adalah sebuah palu kerja tunggal Vulcan No.0.
- 17-12 Gunakan persamaan gelombang dan buktikan gaya yang diperkirakan seperti yang digambarkan pada Gambar 17-5 untuk HP 12 × 53 dengan menggunakan data yang diberikan pada teks.

BAB

18

PONDASI TIANG-PANCANG KELOMPOK TIANG-PANCANG

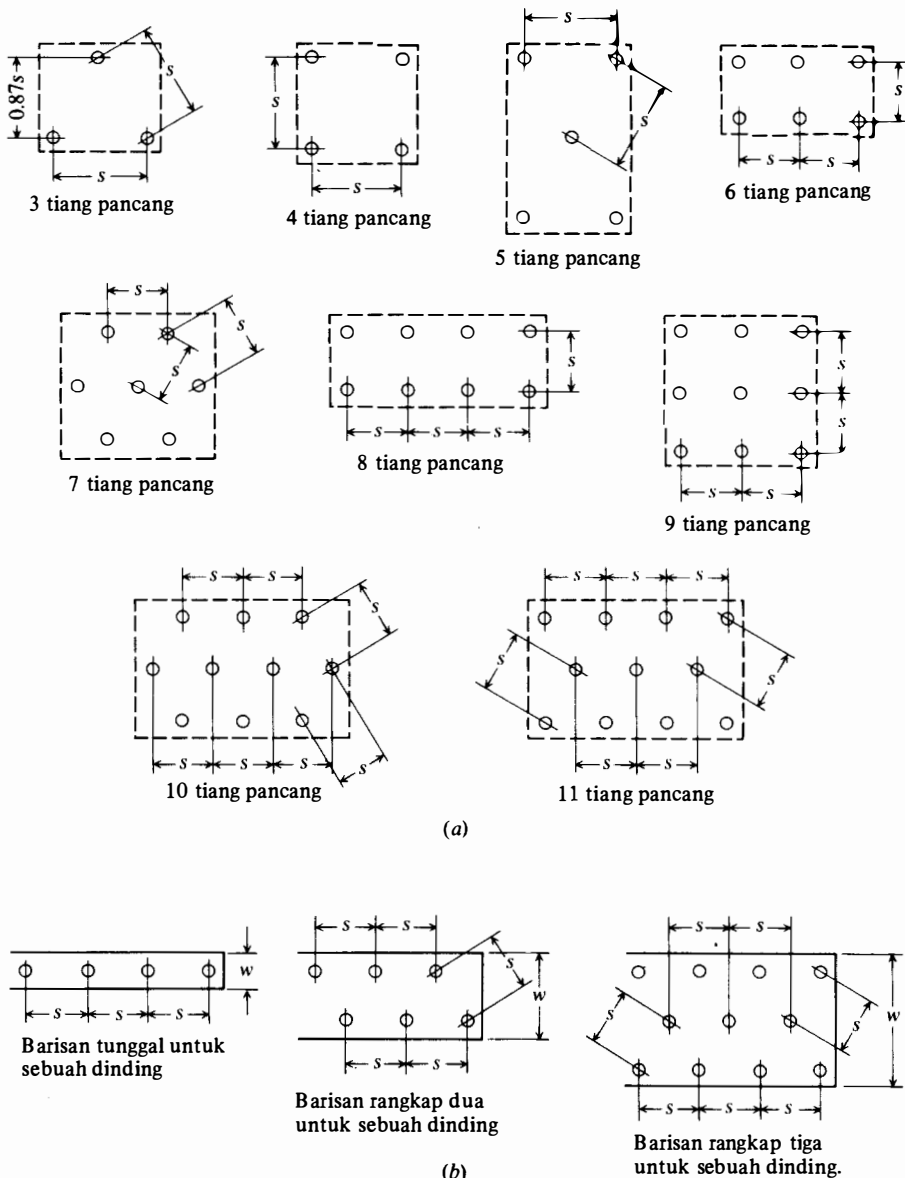
18-1 PERTIMBANGAN TIANG-PANCANG KELOMPOK

Dua bab yang terdahulu membicarakan pertimbangan tanah dan pertimbangan konstruksi tiang-pancang tunggal serta pembicaraan ringkas mengenai operasi pemancangan tiang-pancang. Kemungkinan konstruksi terdiri dari sebuah tiang-pancang tunggal pondasi sangat jarang. Umumnya, paling sedikit dua atau tiga tiang-pancang di bawah elemen pondasi atau kaki pondasi dikarenakan masalah penjarangan dan eksentrisitas yang kurang baik. Kode¹ bangunan telah menetapkan jumlah minimum dari tiang-pancang di bawah sebuah elemen bangunan. Kapasitas beban dan penurunan yang diasosiasikan dengan kelompok tiang-pancang merupakan judul permasalahan yang akan dibahas dalam bab ini. Gambar 18-1 menyajikan kelompok (cluster) tiang-pancang khusus, untuk maksud-maksud penggambarannya, karena perancang harus mengelompokkan tiang-pancang sesuai dengan masalah tersebut.

18-2 PERTIMBANGAN-PERTIMBANGAN TIANG-PANCANG KELOMPOK

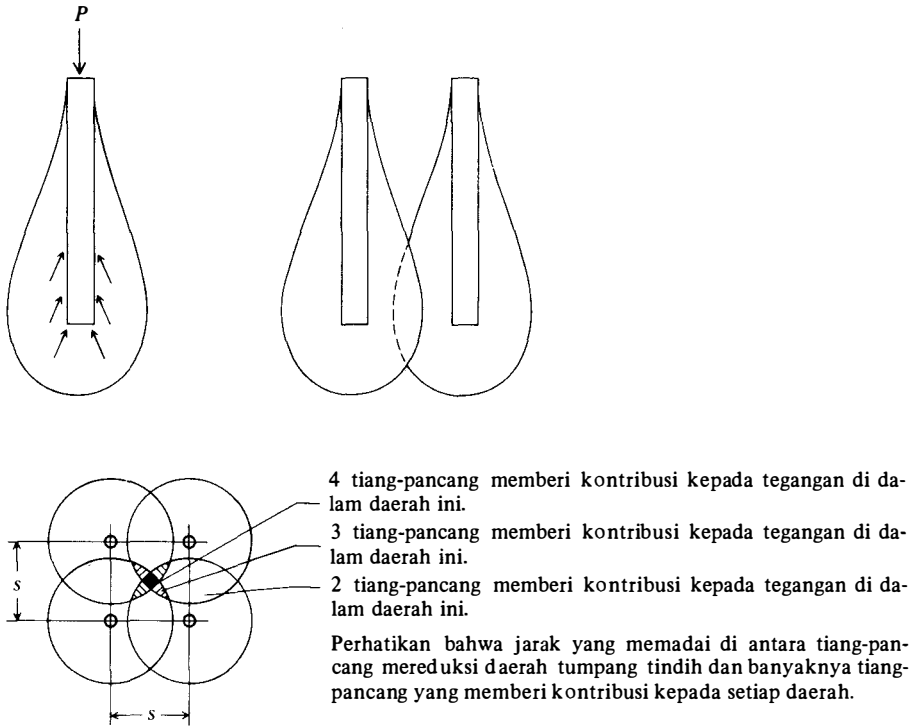
Bila beberapa tiang-pancang dikelompokkan, maka wajarlah jika diperkirakan bahwa tekanan-tekanan tanah (baik gesekan samping maupun dukungan titik) yang dikembangkan dalam tanah sebagai hambatan akan saling overlap (tumpang tindih) sesuai dengan yang di-

¹ Kode Bangunan Chicago (Pasal 70.4) mengatakan: "Sebuah kolom atau pir yang ditopang oleh tiang-pancang harus tinggal diam di atas tidak kurang dari tiga tiang-pancang".



GAMBAR 18-1 Pola-pola kelompok tiang-pancang khusus. (a). untuk kaki tunggal (b) Untuk dinding pondasi.

syaratkan dalam Gambar 18-2. Intensitas tekanan bertumpuk (superimposed) bergantung pada beban dan jarak antar tiang pancang yang jika cukup besar akan mengakibatkan tanah runtuh karena geseran atau terjadi penurunan yang berlebihan. Intensitas fegangan dari daerah yang mengalami tegangan tumpang tindih (overlapping) tampak jelas menurun dengan meningkatnya jarak antar tiang pancang s ; namun demikian jarak antara yang besar sering kali tidak praktis karena sungkup tiang pancang (pile cap) di cor di atas kelompok tiang pancang (pile group) sebagai dasar kolom dan/atau untuk menyebarkan beban pada beberapa tiang pancang dalam kelompok tersebut.



GAMBAR 18-2. Tegangan-tegangan yang mengelilingi sebuah tiang-pancang gesekan dan efek yang dijumlahkan untuk sebuah tiang-pancang.

Jarak minimum antara tiang pancang yang disarankan oleh beberapa peraturan bangunan adalah sebagai berikut:

Tipe tiang pancang	BOCA, 1984 (Pasal 1013.8)	NBC, 1976 (Pasal 912.1f)	Chicago, 1987 (Pasal 70.4)
Gesekan	$2D$ atau $1,75H \geq 30$ in	$2D$ atau $1,75H \geq 30$ in	$1D$ atau $1,75H \geq 30$ in
Ujung dukung	$2D$ atau $1,75H \geq 24$ in	$2D$ atau $1,75H \geq 24$ in	

D = diameter tiang pancang; H = diagonal empat persegi panjang atau tiang pancang H . Peraturan BOCA menetapkan bahwa jarak antar tiang pancang gesekan (friction pile) pada pasir lepas atau pasir kerikil lepas dinaikkan 10% untuk tiap-tiap tiang pancang interior menjadi maksimum 40%. Untuk beban-beban vertikal jarak antara yang optimal berkisar antara 2,5 sampai 3,5 D atau 2 sampai 3 H ; untuk kelompok tiang pancang yang memikul beban-beban lateral dan/atau beban dinamis, jarak antara tiang pancang yang lebih besar biasanya lebih efisien. Jarak maksimum antara tiang pancang tidak diberikan dalam peraturan bangunan tetapi jarak antara sebesar 8 atau 10 D pernah juga dipakai.

18-3 EFISIENSI TIANG-PANCANG KELOMPOK

Jika beberapa tiang pancang digabungkan pada bagian pelat, yang disebut sungkup tiang pancang (pile cap), menjadi satu kelompok, timbul satu pertanyaan apakah beban sungkup (cap load), ataukah kapasitas kumpulan tiang pancang yang bisa dianggap sebagai jumlah

dari desain beban dari beberapa tiang pancang individual atau sebagai suatu jumlah yang lebih sedikit. Jika kapasitas tersebut merupakan jumlah dari beberapa tiang pancang individual, maka efisiensi kelompok adalah $E_g = 1,0$.

Ada bermacam-macam pendapat mengenai efisiensi kelompok ditentukan sebagai berikut:

$$E_g = \frac{\text{kapasitas kelompok tiang pancang}}{\text{jumlah tiang pancang} \times \text{kapasitas tiang pancang individual}}$$

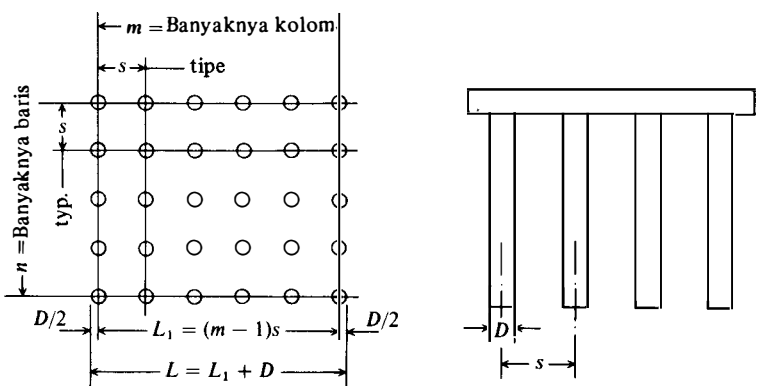
Tak satupun dari peraturan bangunan yang diketahui penulis (termasuk juga yang dikutip) menetapkan pedoman mengenai efisiensi tiang pancang kelompok. Laporan ASCE Committee on Deep Foundations (CDF (1984)) yang terbaru merekomendasikan untuk tidak menggunakan efisiensi tiang kelompok pancang sebagai gambaran aksi tiang pancang. Laporan ini merupakan sintesa hasil kerja panitia tersebut mulai tahun 1963 sampai saat penerbitannya, karena itu mungkin adalah pedoman yang paling realitis. Pedoman ini menyarankan bahwa tiang pancang gesekan dalam tanah butiran (granular soils) dengan jarak antara $s = 2$ sampai $3D$ akan mempunyai $E_g \geq 1$ (hal ini karena tanah butiran merapat di sekeliling tiang pancang berasal dari parameter tanah yang dipakai sebagai perhitungan kapasitas —dengan efek akumulasi yang berasal dari lebih dari satu tiang pancang). Untuk tiang pancang gesekan dalam tanah kohesif, geseran blok + titik dukung kelompok tiang pancang dalam rencana digunakan sebagai kapasitas grup tetapi kapasitas grup tidak boleh dianggap lebih besar dari kapasitas tiang pancang tunggal dikalikan dengan jumlah tiang pancang dalam grup.

Penelitian terhadap pemakaian tiang pancang oleh Focht dan O'Neill (1985) menunjukkan bahwa pada pokoknya rekomendasi dari CDF telah digunakan. Sekitar 6% memakai jarak antara grup dalam efisiensi kelompok dan sekitar 30% mempertimbangkan E_g jika memeriksa kegagalan geseran blok (block shear failure).

Pada saat ini persamaan Converse-Labarre (lihat Moorhouse dan Sheehan (1968)), yang pernah digunakan untuk menghitung efisiensi grup, sudah jarang dipakai lagi. AASHTO Bridge Specifications menyarankan untuk tetap memakai persamaan tersebut untuk tiang pancang gesekan. Persamaan Converse-Labarre tersebut adalah

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90mn} \tag{18-1}$$

m , n , dan D ditunjukkan dalam Gambar 18-3 dan $\theta = \tan^{-1} D/s$ dalam derajat. Persamaan ini terbatas penggunaannya untuk kelompok berbentuk empat persegi panjang dengan nilai $m \times n$ yang bisa diketahui.



GAMBAR 18-3 Efisiensi tiang-pancang kelompok

Pada saat sungkup pancang dicor langsung pada tanah seperti pada umumnya, kapasitas kelompok sekurang-kurangnya adalah kapasitas blok berdasar pada geseran di sekitar keliling kelompok yang telah ditentukan dalam dimensi rencana + kapasitas daya dukung dari dimensi blok pada ujung tiang pancang. Ada satu pengecualian yaitu pada tiang pancang titik dukung (point bearing piles) yang ditanam dalam batuan di mana kapasitas kelompok merupakan jumlah dari kapasitas titik individual.

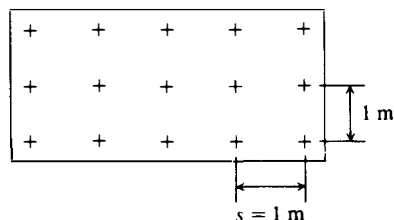
Jika sungkup tiang pancang berada di atas tanah seperti halnya pada konstruksi lepas pantai, maka kapasitas kelompok akan kurang dari:

Bila sungkup tiang-pancang berada di atas tanah, seperti halnya pada konstruksi lepas pantai, maka kapasitas kelompok akan menjadi:

1. Kapasitas blok yang didasarkan pada geseran garis keliling blok ditambah kapasitas dukung dari blok pada titik ujung tiang-pancang (lihat jarak L_1 dari Gambar 18-3), atau
2. Jumlah kapasitas masing-masing tiang pancang individu. Di sini seringkali dikendalikan untuk perbandingan s/D yang lebih besar.

Hanya ada beberapa macam pengujian beban kelompok tiang pancang dengan skala penuh. Vesic (1977) mencatat hasil-hasil dari pengujian beban terhadap lima grup dalam tanah liat dan semuanya memperlihatkan efisiensi yang sama. Enam pengujian beban dengan skala penuh pada tanah pasir memperlihatkan efisiensi yang semuanya lebih besar dari yang pertama. Ada sejumlah besar model pengujian grup; namun karena efek-efek skala, pengujian-pengujian tersebut dianggap tidak layak.

Contoh 18-1. Hitung efisiensi kelompok tiang pancang gesekan pada Gambar E18-1 dengan memakai persamaan Converse-Labarre [Persamaan (18-1)] dan dengan menggunakan rekomendasi CDF. Ambillah $D = 400$ mm dan jarak antara $s = 1$ m dan semua bahan berbutir.



GAMBAR E18-1

Pemecahan. Dengan Converse-Labarre:

Diketahui $m = 5$ dan $n = 3$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D}{s} = \tan^{-1} \frac{0,4}{1} = 21,8^\circ$$

Langsung dimasukkan dalam Persamaan (18-1)

$$E_g = 1 - 21,8 \frac{(3 - 1)5 + (5 - 1)3}{90(5)(3)} = 0,64 \text{ atau } 64 \text{ persen}$$

Dengan menggunakan rekomendasi CDF ($s = 1 \text{ m} = 2,5 D$ adalah jarak antara yang "umum")

Kapasitas kelompok = paling sedikit $15 \times$ kapasitas tiang pancang tunggal.

Contoh 18-2. Anggaplah bahwa tiang-pancang kelompok dari Contoh 18-1 didirikan dalam tanah lempung di mana kekuatan geseran tak tersalur adalah $c = s_u = q_u/2 = 30$ kPa. Tiang-pancang mempunyai panjang rata-rata 20 m. Tentukan nilai kira-kira dari kapasitas kelompok. Anggaplah bahwa proyeksi sungkup di luar tiang-pancang luar semuanya 250 mm.

Pemecahan. Untuk kapasitas "blok". Perhatikan diameter tiang-pancang = 400 mm.

Dimensi-dimensi sungkup: $L = 4 \times 1 + 2 \times (0,200 + 0,250) = 4,9$ m

$$B = 2 \times 1 + 2 \times (0,200 + 0,250) = 2,9$$

$$\frac{L}{B} = \frac{4,9}{2,9} = 1,7$$

$$\frac{D}{B} = \frac{20}{2,9} = 6,9 > 4 \quad \text{Gunakan } N_c = 9,0$$

(Dari Gambar 14.12)

$$\text{Keliling} = 2(4,9 + 2,9) = 15,6 \text{ m} \quad \text{Luas } A = 4,9 \times 2,9 = 14,21 \text{ m}^2$$

$\alpha = 0,6$ berasal dari Gambar 16-15 dengan memakai kurva API (tanah ke tanah) tetapi menjauhkan tiang pancang eksterior sejauh 250 mm dari pinggir sungkup bisa membuat tanah mengalami pembentukan-kembali.

$$Q_{\text{ult}} = 9cA + \text{geseran blok}$$

Geseran blok = αs_u (keliling). Panjang

$$\begin{aligned} &= 9(30)(14,21) + 0,6(30)(15,6)(20) \\ &= 3807 + 5616 = 9423 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban pada tiang pancang tunggal = αs_u (kell) L + dukung titik

$$\begin{aligned} P_u &= 0,6(30)(\pi \times 0,400)(20) + 9(30)(0,7854 \times 0,400^2) \\ &= 452 + 34 = 486 \text{ kN/tiang pancang} \end{aligned}$$

Untuk 15 tiang pancang

$$Q_{\text{ult}} = 15 \times 486 = 7290 \text{ kN}$$

Pakai $Q_{\text{ult}} = 7290$ kN meskipun E_g yang sebenarnya:

$$E_g = 9423/7290 = 1,3$$

18-4 TEGANGAN PADA LAPISAN DASAR

Tegangan-tegangan tanah pada lapisan tanah menghasilkan beberapa tiang pancang kelompok seringkali diperlukan untuk membuat taksiran kekuatan atau penurunan. Tegangan-tegangan di sini sangat sukar ditaksir karena beberapa alasan:

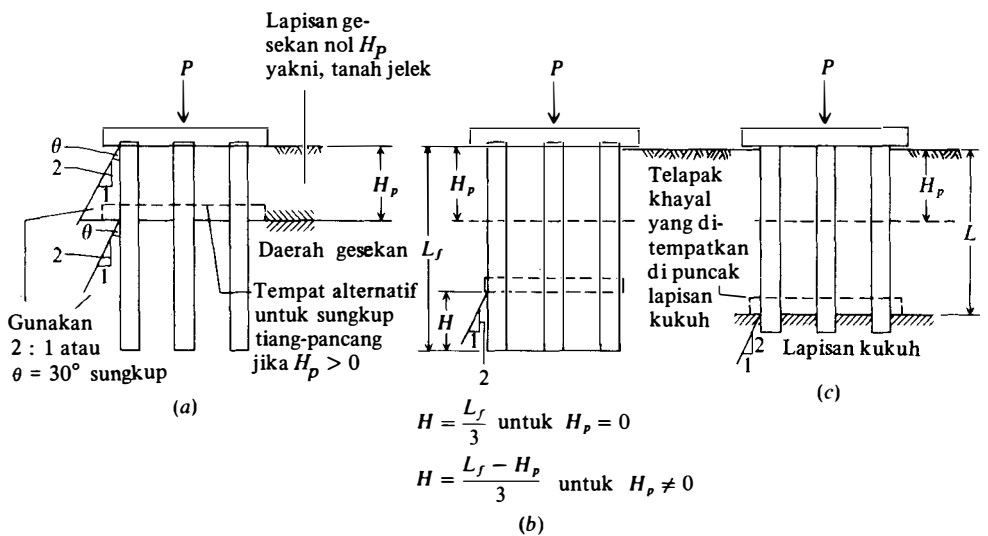
1. Pengaruh sungkup tiang-pancang—biasanya bersentuhan langsung dengan tanah kecuali pada sungkup tanah ekspansif. Hal ini mengakibatkan tanah yang disentuh dan tiang-pancang yang memikul beban berinteraksi secara tak tentu (indeterminate).
2. Distribusi efek gesekan sepanjang tiang-pancang, umumnya tidak diketahui, karena itu beban titik juga tidak diketahui.
3. Kelebihan (overlap) tegangan dari tiang-tiang pancang berdekatan sukar untuk dihitung.
4. Pengaruh pemancangan tiang-pancang pada tanah berdekatan.
5. Efek yang bergantung pada saat konsolidasi, tixotropy, beban-beban yang berubah, dan perubahan permukaan air tanah.

Dengan mempertimbangkan semua variabel ini, maka pada prakteknya sudah umum untuk menyederhanakan perhitungan tegangan, seperti yang digambarkan dalam Gambar 18-4. Untuk tiang-pancang gesekan ada dua hal yang dapat ditinjau. Dalam hal 1 (Gambar 18-4a) beban dianggap tersebar dari sebuah kaki tegar khayal (fictitious rigid footing) yang ditempatkan pada puncak lapisan, yang memberikan tahanan gesekan pada kemiringan 2 : 1 (atau 30°). Untuk lapisan homogen hal ini dinyatakan dalam permukaan tanah. Dalam hal 2, beban ditempatkan pada kaki tegar khayal yang diletakkan $L_f/3$ dari dasar tiang-pancang (kedalaman rata-rata), dengan L_f seperti pada Gambar 18-4b. Penyebaran beban juga diambil pada 2:1 atau 30°. Hal 1 atau 2 seharusnya digunakan, pada lapisan dasar dengan tegangan terbesar sesuai dengan perhitungan. Blanchet dan kawan-kawan (1980) melaporkan metoda ini kurang sempurna untuk menghitung penurunan kelompok dan mungkin pemecahan elastis lebih tepat untuk persoalan di atas.

Bagi tiang-pancang dukung tidak dalam pasir mampat atau endapan batu kerikil-pasir, kaki khayal ditempatkan pada deposit di mana tiang-pancang melakukan penetrasi. Muatan tersebar pada kemiringan 2 : 1 atau 30°, seperti diperlihatkan dalam Gambar 18-4c.

Analisa ini diperlukan untuk menghindari tegangan yang berlebihan (overstressing) pada lapisan dasar. Analisa tersebut juga diperlukan untuk menghitung penurunan segera (immediate settlement) pada endapan butiran bebas atau penurunan konsolidasi dalam endapan lempung. Sebuah tiang-pancang kelompok dapat meneruskan beban melalui massa tanah sedalam L_f untuk tiang-pancang gesekan maupun ke kedalaman L untuk sebuah tiang-pancang dukung ujung. Tanah yang berada pada kedalaman ini atau yang berada di bawah kedalaman ini harus mengangkat beban tanpa deformasi yang berlebihan, atau beban harus diteruskan (atau ditransmisikan) ke lapisan yang lebih dalam.

Sebuah metode analitik untuk menghitung tegangan di dalam lapisan yang membawa sebuah tiang-pancang kelompok menggunakan perluasan metode pengarang yang diusulkan oleh penyesuaian Geddes (1966) dan pemecahan Mindlin (1936b) pada sebuah beban titik dari bagian dalam sebuah zat elastis. Seperti halnya analisis Boussinesq, metode ini mengasumsikan bahwa tanah adalah semi-tak berhingga, isotropik, homogen, dan elastis.



GAMBAR 18-4. Perhitungan tegangan tanah yang disederhanakan di bawah sebuah kelompok tiang-pancang. (c) Tiang-pancang gesekan; (b) metode alternatif untuk perhitungan tegangan untuk tiang-pancang gesekan; (c) tiang-pancang dukung titik.

Belakangan Geddes (1969) membuat pemecahan untuk kasus Boussinesq, pembebanan di bawah lapisan permukaan tanah. Pemecahan umumnya kurang teliti dibandingkan pemecahan Mindlin. Poulos dan Davis (1968) juga menggunakan pemecahan Mindlin untuk meramalkan penurunan. Sebagai ganti penyajian tabel koefisien tegangan, mereka menyajikan grafik faktor pengaruh penurunan. Baik pemecahan Geddes maupun pemecahan Poulos dan Davis seharusnya memberikan defleksi yang sama jika digunakan dengan tepat, karena keduanya berdasarkan pada pemecahan Mindlin. Pemecahan Geddes diikuti-sertakan di sini karena kita dapat dengan mudah menghitung defleksi dari tegangan, tapi tidak semudah itu untuk menghitung kembali tegangan dari defleksi, tegangan mungkin diperlukan untuk penurunan konsolidasi.

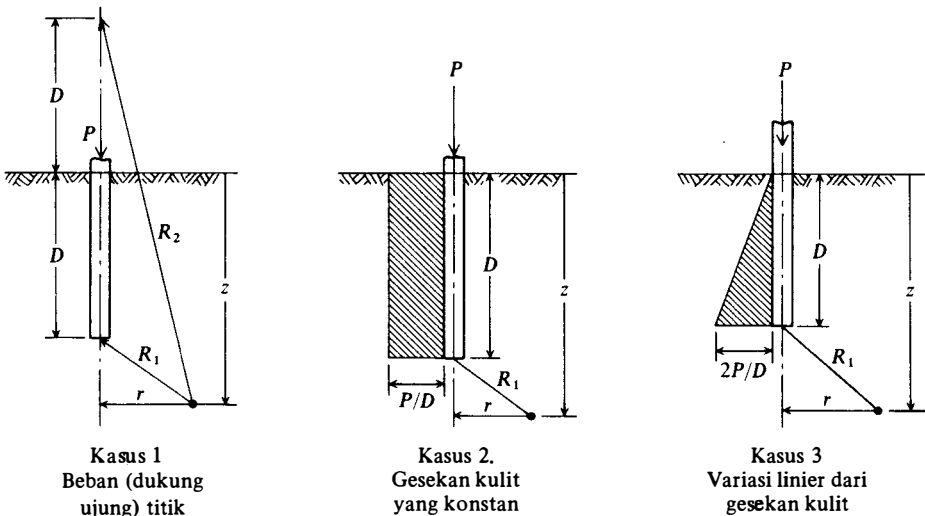
$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\mu)} \left\{ -\frac{(1-2\mu)(z-D)}{R_1^3} + \frac{(1-2\mu)(z-D)}{R_2^3} - \frac{3(z-D)^3}{R_1^5} \right. \\ \left. - \left[\frac{3(3-4\mu)z(z+D)^2 - 3D(z+D)(5z-D)}{R_2^5} \right] - \frac{30zD(z+D)^3}{R_2^7} \right\} \quad (18-2)$$

Tegangan geser dihitung sebagai

$$\tau = \frac{Pr}{8(1-\mu)} \left\{ -\frac{1-2\mu}{R_1^3} + \frac{1-2\mu}{R_2^3} - \frac{3(z-D)^3}{R_1^5} \right. \\ \left. - \left[\frac{3(3-4\mu)z(z+D) - 3D(3z+D)}{R_2^5} \right] - \frac{30zD(z+D)^2}{R_2^7} \right\} \quad (18-3)$$

$$R_1^2 = r^2 + (z-D)^2$$

$$R_2^2 = r^2 + (z+D)^2$$



GAMBAR 18-5. Sistem tanah – tiang pancang untuk menghitung tegangan tanah dengan menggunakan pemecahan Mindlin. [Menurut Geddes (1966).]

Ada persamaan lain yang mempunyai bentuk serupa, tapi tidak disajikan di sini. Untuk perhitungan komputer persamaan-persamaan tersebut dapat dinyatakan dalam bentuk tak berdimensi dengan mengadakan substitusi berikut:

$$\begin{aligned} n &= \frac{r}{D} & m &= \frac{z}{D} & F^2 &= m^2 + n^2 \\ A^2 &= n^2 + (m-1)^2 & B^2 &= n^2 + (m+1)^2 \end{aligned}$$

dan dengan memperkenalkan sebuah koefisien tegangan untuk mendapatkan tegangan vertikal

$$\sigma_z = \frac{P}{D^2} K_z \quad (18-4)$$

Koefisien tegangan K_z untuk kasus 1 adalah

$$\begin{aligned} K_z = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} & \left[-\frac{(1-2\mu)(m-1)}{A^3} + \frac{(1-2\mu)(m-1)}{B^3} - \frac{3(m-1)^3}{A^5} \right. \\ & - \frac{3(3-4\mu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} \\ & \left. - \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \right] \quad (18-5) \end{aligned}$$

Untuk kasus yang mempunyai gesekan kulit seragam (kasus 2), maka koefisien tegangan vertikal adalah

$$\begin{aligned} K_z = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} & \left[-\frac{2(2-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu) + 2(1-2\mu)\frac{m}{n}\left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n}\right)}{B} \right. \\ & - \frac{(1-2\mu)2\left(\frac{m}{n}\right)^2}{F} + \frac{n^2}{A^3} + \frac{4m^2 - 4(1+\mu)\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^2}{F^3} \\ & + \frac{4m(1+\mu)(m+1)\left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n}\right)^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3} \\ & \left. + \frac{6m^2\left(\frac{m^4 - n^4}{n^2}\right)}{F^5} + \frac{6m\left(mn^2 - \frac{1}{n^2}(m+1)^5\right)}{B^5} \right] \quad (18-6) \end{aligned}$$

Untuk kasus variasi linier gesekan kulit (kasus 3) maka koefisien tegangan vertikal adalah

$$\begin{aligned}
 K_z = \frac{1}{4\pi(1-\mu)} & \left[\frac{-2(2-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu)(4m+1) - 2(1-2\mu)\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)}{B} \right. \\
 & + \frac{2(1-2\mu)\frac{m^3}{n^2} - 8(2-\mu)m}{F} + \frac{mn^2 + (m-1)^3}{A^3} \\
 & + \frac{4\mu n^2 m + 4m^3 - 15n^2 m - 2(5+2\mu)\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)^3 + (m+1)^3}{B^3} \\
 & + \frac{2(7-2\mu)mn^2 - 6m^3 + 2(5+2\mu)\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^3}{F^3} \\
 & + \frac{6mn^2(n^2 - m^2) + 12\left(\frac{m}{n}\right)^2(m+1)^5}{B^5} - \frac{12\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^5 + 6mn^2(n^2 - m^2)}{F^5} \\
 & \left. - 2(2-\mu) \ln \left(\frac{A+m-1}{F+m} \frac{B+m+1}{F+m} \right) \right] \quad (18-7)
 \end{aligned}$$

Nilai-nilai dalam Tabel 18-1 tidak memperlihatkan $m < 1,00$ untuk kasus 1 dan 3. Kemungkinan tegangan-tegangan tarik tidak terbentuk, karena efek gravitasi menyebabkan tanah mengalir ke bawah. Tapi biasanya sukar untuk meninjau berat tanah dalam masalah ini, karena perhitungan-perhitungan memperlihatkan deformasi yang disebabkan oleh berat tanah. Tegangan-tegangan tanah di bawah titik tiang-pancang menyebabkan terjadi penurunan. Deformasi di atas titik tiang-pancang dibatasi pemendekan elastis tiang-pancang dalam bentuk $dP_u L/AE$. Dalam mengembangkan tabel-tabel tersebut, diperlukan $n = 0,002^\dagger$ karena $n = 0,0$ menghasilkan diskontinuitas dalam perhitungan.

Tabel 18-1 memberikan nilai-nilai K_z untuk berbagai nilai m , n serta tiga nilai perbandingan Poisson μ yang dipilih bagi ketiga kasus tersebut. Dengan superposisi efek, ketiga kasus ini seharusnya memberikan suatu penyelesaian secara umum bagi tegangan vertikal pada sebuah titik dari setiap distribusi jenis tegangan yang pantas untuk panjang sebuah tiang-pancang.

Prosedur ini direkomendasikan untuk mendapatkan penampang tegangan vertikal untuk membuat perhitungan penurunan konsolidasi (atau elastis) dalam tanah di bawah ujung-ujung tiang pancang. Contoh berikut ini menggambarkan metode "konvensional" yang cukup sederhana, yang pada pokoknya tidak memperhatikan (dengan menganggap teori beban pada interior masif elastis semi-tak terhingga adalah sah) tegangan tanah pada satu titik. Namun sayangnya hanya ada beberapa pengukuran penurunan kelompok tiang pancang dan pengukuran tegangan di bawah tiang pancang jarang dilakukan untuk menguji teori tersebut.

TABEL 18-1a

Koefisien tegangan untuk beban titik seperti diperlihatkan didalam kasus 1 dari Gambar 18-5.

(-) = Kompresi; $M = z/D$; $N = r/D$

KOEFISIEN TEGANGAN UNTUK BEBAN TITIK, RASIO POISSON = 0,20

(-) = KOMPRESI

M	N = 0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
1.0		-0.0960	-0.0936	-0.0897	-0.0846	-0.0785	-0.0614	-0.0448	-0.0208	-0.0089
1.1	-17.9689	-3.7753	-0.6188	-0.2238	-0.1332	-0.0999	-0.0659	-0.0467	-0.0222	-0.0099
1.2	-4.5510	-2.7458	-1.0005	-0.3987	-0.2056	-0.1325	-0.0724	-0.0490	-0.0236	-0.0110
1.3	-2.0609	-1.6287	-0.9233	-0.4798	-0.2672	-0.1681	-0.0811	-0.0520	-0.0249	-0.0119
1.4	-1.1858	-1.0382	-0.7330	-0.4652	-0.2926	-0.1930	-0.0905	-0.0555	-0.0263	-0.0129
1.5	-0.7782	-0.7153	-0.5682	-0.4114	-0.2875	-0.2025	-0.0985	-0.0592	-0.0277	-0.0138
1.6	-0.5548	-0.5238	-0.4457	-0.3518	-0.2664	-0.1997	-0.1038	-0.0625	-0.0290	-0.0147
1.7	-0.4188	-0.4018	-0.3569	-0.2984	-0.2399	-0.1893	-0.1061	-0.0651	-0.0303	-0.0156
1.8	-0.3294	-0.3193	-0.2918	-0.2539	-0.2133	-0.1755	-0.1057	-0.0668	-0.0315	-0.0164
1.9	-0.2673	-0.2609	-0.2431	-0.2177	-0.1890	-0.1606	-0.1033	-0.0675	-0.0325	-0.0172
2.0	-0.2222	-0.2180	-0.2060	-0.1883	-0.1676	-0.1462	-0.0995	-0.0673	-0.0334	-0.0179

KOEFISIEN TEGANGAN UNTUK BEBAN TITIK, RASIO POISSON = 0,30

(-) = KOMPRESI

M	N = 0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
1.0		-0.1013	-0.0986	-0.0944	-0.0889	-0.0824	-0.0641	-0.0463	-0.0209	-0.0087
1.1	-19.3926	-3.9054	-0.5978	-0.2123	-0.1287	-0.0986	-0.0668	-0.0475	-0.0222	-0.0097
1.2	-4.9099	-2.9275	-1.0358	-0.4001	-0.2027	-0.1303	-0.0722	-0.0493	-0.0235	-0.0106
1.3	-2.2222	-1.7467	-0.9757	-0.4970	-0.2717	-0.1687	-0.0808	-0.0519	-0.0247	-0.0116
1.4	-1.2777	-1.1152	-0.7805	-0.4891	-0.3032	-0.1974	-0.0908	-0.0555	-0.0260	-0.0125
1.5	-0.8377	-0.7686	-0.6070	-0.4356	-0.3012	-0.2098	-0.0999	-0.0594	-0.0274	-0.0134
1.6	-0.598	-0.5626	-0.4768	-0.3738	-0.2809	-0.2086	-0.1063	-0.0631	-0.0288	-0.0143
1.7	-0.4500	-0.4312	-0.3819	-0.3177	-0.2538	-0.1988	-0.1094	-0.0661	-0.0302	-0.0152
1.8	-0.3536	-0.3424	-0.3122	-0.2706	-0.2262	-0.1849	-0.1096	-0.0682	-0.0315	-0.0161
1.9	-0.2866	-0.2795	-0.2600	-0.2321	-0.2006	-0.1697	-0.1076	-0.0693	-0.0326	-0.0169
2.0	-0.2380	-0.2333	-0.2201	-0.2007	-0.1780	-0.1547	-0.1039	-0.0694	-0.0336	-0.0177

KOEFISIEN TEGANGAN UNTUK BEBAN TITIK, RASIO POISSON = 0,40

(-) = KOMPRESI

M	N = 0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
1.0		-0.1083	-0.1054	-0.1008	-0.0947	-0.0876	-0.0676	-0.0483	-0.0212	-0.0083
1.1	-21.2910	-4.0788	-0.5699	-0.1970	-0.1228	-0.0970	-0.0680	-0.0486	-0.0223	-0.0093
1.2	-5.3884	-3.1699	-1.0829	-0.4020	-0.1989	-0.1274	-0.0720	-0.0496	-0.0233	-0.0102
1.3	-2.4373	-1.9040	-1.0455	-0.5200	-0.2776	-0.1695	-0.0804	-0.0519	-0.0244	-0.0111
1.4	-1.4002	-1.2179	-0.8438	-0.5208	-0.3173	-0.2032	-0.0913	-0.0554	-0.0256	-0.0120
1.5	-0.9172	-0.8395	-0.6587	-0.4678	-0.3194	-0.2196	-0.1017	-0.0596	-0.0270	-0.0129
1.6	-0.6527	-0.6143	-0.5181	-0.4033	-0.3001	-0.2205	-0.1095	-0.0638	-0.0284	-0.0138
1.7	-0.4915	-0.4705	-0.4152	-0.3435	-0.2724	-0.2116	-0.1138	-0.0675	-0.0300	-0.0147
1.8	-0.3858	-0.3732	-0.3393	-0.2929	-0.2433	-0.1976	-0.1148	-0.0701	-0.0314	-0.0156
1.9	-0.3123	-0.3044	-0.2825	-0.2512	-0.2161	-0.1818	-0.1133	-0.0717	-0.0328	-0.0166
2.0	-0.2590	-0.2537	-0.2390	-0.2173	-0.1919	-0.1659	-0.1098	-0.0722	-0.0340	-0.0174

TABEL 18-1b
koefisien tegangan untuk gesekan kulit -
konstan di perlihatkan didalam kasus 2
dari Gambar 18-5.

(-) = Kompresi; $M = z/D$; $N = r/D$

NILAI-NILAI KOEFISIEN UNTUK GESEKAN KULIT UNIFORM – NILAI BANDING POISSON = 0,20

(-) = KOMPRESI

M	N = 0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.15	0.20	0.50	1.0	2.0
1.0		6.4703	-3.2374	-2.1595	-1.6202	-1.2962	-0.8630	-0.6445	-0.2300	-0.0690	-0.0081
1.1	-1.7781	-1.7342	-1.5944	-1.4178	-1.2418	-1.0850	-0.7953	-0.6138	-0.2283	-0.0730	-0.0096
1.2	-0.9015	-0.8789	-0.8576	-0.8269	-0.7882	-0.7446	-0.6317	-0.5307	-0.2231	-0.0759	-0.0111
1.3	-0.5968	-0.5799	-0.5725	-0.5629	-0.5500	-0.5340	-0.4867	-0.4355	-0.2138	-0.0779	-0.0125
1.4	-0.4569	-0.4288	-0.4241	-0.4201	-0.4142	-0.4068	-0.3838	-0.3562	-0.2010	-0.0789	-0.0139
1.5	-0.3482	-0.3359	-0.3334	-0.3313	-0.3282	-0.3242	-0.3113	-0.2952	-0.1862	-0.0790	-0.0152
1.6	-0.2922	-0.2726	-0.2716	-0.2707	-0.2689	-0.2666	-0.2589	-0.2487	-0.1708	-0.0784	-0.0165
1.7	-0.2518	-0.2304	-0.2287	-0.2274	-0.2261	-0.2247	-0.2195	-0.2127	-0.1559	-0.0770	-0.0175
1.8	-0.1772	-0.1953	-0.1949	-0.1942	-0.1936	-0.1925	-0.1891	-0.1844	-0.1420	-0.0750	-0.0185
1.9	-0.1648	-0.1702	-0.1698	-0.1687	-0.1682	-0.1675	-0.1650	-0.1616	-0.1295	-0.0727	-0.0193
2.0	-0.1461	-0.1482	-0.1486	-0.1480	-0.1478	-0.1473	-0.1455	-0.1429	-0.1180	-0.0700	-0.0201

NILAI-NILAI KOEFISIEN UNTUK GESEKAN KULIT UNIFORM – NILAI BANDING POISSON = 0,30

(-) = KOMPRESI

M	N = 0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.15	0.20	0.50	1.0	2.0
1.0		-6.8149	-3.4044	-2.2673	-1.6983	-1.3567	-0.8998	-0.6695	-0.2346	-0.0686	-0.0076
1.1	-1.9219	-1.8611	-1.7072	-1.5134	-1.3211	-1.1503	-0.8368	-0.6419	-0.2335	-0.0728	-0.0091
1.2	-0.9699	-0.9403	-0.9166	-0.8825	-0.8400	-0.7922	-0.6688	-0.5588	-0.2292	-0.0760	-0.0105
1.3	-0.6430	-0.6188	-0.6099	-0.5992	-0.5850	-0.5675	-0.5157	-0.4597	-0.2207	-0.0782	-0.0120
1.4	-0.4867	-0.4558	-0.4507	-0.4461	-0.4396	-0.4316	-0.4063	-0.3761	-0.2082	-0.0796	-0.0134
1.5	-0.3766	-0.3561	-0.3533	-0.3510	-0.3476	-0.3432	-0.3291	-0.3115	-0.1834	-0.0800	-0.0148
1.6	-0.3339	-0.2895	-0.2878	-0.2863	-0.2843	-0.2817	-0.2732	-0.2621	-0.1777	-0.0796	-0.0160
1.7	-0.2664	-0.2438	-0.2414	-0.2399	-0.2384	-0.2369	-0.2313	-0.2239	-0.1623	-0.0784	-0.0172
1.8	-0.2025	-0.2065	-0.2054	-0.2044	-0.2038	-0.2026	-0.1989	-0.1938	-0.1479	-0.0766	-0.0182
1.9	-0.1847	-0.1794	-0.1785	-0.1777	-0.1768	-0.1760	-0.1733	-0.1696	-0.1347	-0.0744	-0.0191
2.0	-0.1634	-0.1565	-0.1561	-0.1556	-0.1551	-0.1545	-0.1525	-0.1498	-0.1229	-0.0718	-0.0199

NILAI-NILAI KOEFISIEN UNTUK GESEKAN KULIT UNIFORM – NILAI BANDING POISSON = 0,40

(-) = KOMPRESI

M	N = 0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.15	0.20	0.50	1.0	2.0
1.0		-7.2744	-3.6270	-2.4110	-1.8026	-1.4373	-0.9488	-0.7029	-0.2407	-0.0681	-0.0069
1.1	-2.0931	-2.0296	-1.8574	-1.6409	-1.4266	-1.2372	-0.8921	-0.6794	-0.2404	-0.0725	-0.0083
1.2	-1.0486	-1.0209	-0.9947	-0.9567	-0.9091	-0.8556	-0.7181	-0.5964	-0.2373	-0.0760	-0.0098
1.3	-0.6922	-0.6694	-0.6598	-0.6476	-0.6318	-0.6122	-0.5543	-0.4921	-0.2298	-0.0787	-0.0113
1.4	-0.5347	-0.4922	-0.4860	-0.4807	-0.4735	-0.4645	-0.4362	-0.4026	-0.2178	-0.0805	-0.0128
1.5	-0.4020	-0.3823	-0.3798	-0.3771	-0.3734	-0.3684	-0.3527	-0.3332	-0.2029	-0.0813	-0.0142
1.6	-0.3440	-0.3096	-0.3083	-0.3068	-0.3045	-0.3017	-0.2922	-0.2800	-0.1868	-0.0812	-0.0155
1.7	-0.2943	-0.2606	-0.2580	-0.2564	-0.2549	-0.2531	-0.2469	-0.2387	-0.1708	-0.0803	-0.0167
1.8	-0.2114	-0.2207	-0.2189	-0.2181	-0.2174	-0.2161	-0.2119	-0.2063	-0.1558	-0.0787	-0.0178
1.9	-0.1782	-0.1907	-0.1904	-0.1890	-0.1881	-0.1873	-0.1843	-0.1802	-0.1419	-0.0766	-0.0188
2.0	-0.1741	-0.1660	-0.1658	-0.1652	-0.1648	-0.1642	-0.1620	-0.1590	-0.1294	-0.0741	-0.0196

TABEL 18-1c

Koefisien tegangan untuk variasi gesekan kulit linier seperti diperlihatkan di dalam kasus 3 dari Gambar 18-5.

(-) = Kompresi; $M = z/D$; $N = r/D$

NILAI-NILAI KOEFISIEN TEGANGAN UNTUK VARIASI LINIER GESEKAN KULIT – NILAI BANDING POISSQN = 0,20 (-) = KOMPRESI

M	N = 0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.15	0.20	0.50	1.0	2.0
1.0		-11.5315	-5.3127	-3.3023	-2.3263	-1.7582	-1.0372	-0.7033	-0.1963	-0.0618	-0.0082
1.1	-2.8427	-2.7518	-2.4908	-2.1596	-1.8329	-1.5469	-1.0359	-0.7346	-0.2074	-0.0656	-0.0096
1.2	-1.2853	-1.2541	-1.2158	-1.1620	-1.0930	-1.0162	-0.8211	-0.6529	-0.2141	-0.0689	-0.0110
1.3	-0.7673	-0.7753	-0.7585	-0.7420	-0.7195	-0.6928	-0.6142	-0.5312	-0.2139	-0.0717	-0.0123
1.4	-0.5837	-0.5450	-0.5343	-0.5267	-0.5181	-0.5063	-0.4693	-0.4261	-0.2068	-0.0737	-0.0136
1.5	-0.4485	-0.4051	-0.4059	-0.4006	-0.3960	-0.3901	-0.3704	-0.3460	-0.1947	-0.0750	-0.0148
1.6	-0.3635	-0.3201	-0.3226	-0.3183	-0.3154	-0.3123	-0.3008	-0.2861	-0.1803	-0.0754	-0.0160
1.7	-0.3204	-0.2583	-0.2635	-0.2618	-0.2595	-0.2574	-0.2503	-0.2408	-0.1652	-0.0750	-0.0170
1.8	-0.2533	-0.2222	-0.2239	-0.2206	-0.2181	-0.2166	-0.2122	-0.2059	-0.1506	-0.0739	-0.0180
1.9	-0.2382	-0.1761	-0.1855	-0.1880	-0.1878	-0.1853	-0.1827	-0.1782	-0.1371	-0.0722	-0.0188
2.0	-0.1767	-0.1643	-0.1648	-0.1630	-0.1631	-0.1614	-0.1591	-0.1561	-0.1248	-0.0700	-0.0196

NILAI-NILAI KOEFISIEN TEGANGAN UNTUK VARIASI LINIER GESEKAN KULIT – NILAI BANDING POISSON = 0,30 (-) = KOMPRESI

M	N = 0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.15	0.20	0.50	1.0	2.0
1.0		-12.1310	-5.5765	-3.4591	-2.4320	-1.8346	-1.0774	-0.7276	-0.1997	-0.0616	-0.0077
1.1	-3.0612	-2.9620	-2.6751	-2.3119	-1.9547	-1.6433	-1.0908	-0.7680	-0.2115	-0.0654	-0.0090
1.2	-1.3821	-1.3465	-1.3052	-1.2465	-1.1706	-1.0864	-0.8730	-0.6899	-0.2198	-0.0689	-0.0104
1.3	-0.8262	-0.8305	-0.8130	-0.7949	-0.7705	-0.7411	-0.6548	-0.5639	-0.2212	-0.0720	-0.0117
1.4	-0.6194	-0.5827	-0.5722	-0.5630	-0.5540	-0.5410	-0.5005	-0.4530	-0.2150	-0.0744	-0.0130
1.5	-0.5189	-0.4337	-0.4332	-0.4281	-0.4227	-0.4163	-0.3946	-0.3679	-0.2033	-0.0760	-0.0143
1.6	-0.3841	-0.3415	-0.3449	-0.3395	-0.3361	-0.3327	-0.3202	-0.3039	-0.1887	-0.0768	-0.0155
1.7	-0.3332	-0.2764	-0.2810	-0.2782	-0.2764	-0.2739	-0.2660	-0.2556	-0.1732	-0.0767	-0.0166
1.8	-0.2837	-0.2268	-0.2381	-0.2347	-0.2319	-0.2300	-0.2253	-0.2183	-0.1580	-0.0758	-0.0176
1.9	-0.2654	-0.1873	-0.1963	-0.1991	-0.1988	-0.1965	-0.1937	-0.1887	-0.1439	-0.0742	-0.0186
2.0	-0.1872	-0.1730	-0.1744	-0.1732	-0.1725	-0.1714	-0.1684	-0.1651	-0.1310	-0.0721	-0.0194

NILAI-NILAI KOEFISIEN TEGANGAN UNTUK VARIASI LINIER GESEKAN KULIT – NILAI BANDING POISSON = 0,40 (-) = KOMPRESI

M	N = 0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.15	0.20	0.50	1.0	2.0
1.0		-12.9304	-5.9282	-3.6683	-2.5729	-1.9365	-1.1311	-0.7600	-0.2042	-0.0614	-0.0069
1.1	-3.3525	-3.2423	-2.9209	-2.5144	-2.1171	-1.7719	-1.1641	-0.8125	-0.2170	-0.0652	-0.0083
1.2	-1.5030	-1.4712	-1.4255	-1.3588	-1.2742	-1.1800	-0.9422	-0.7394	-0.2274	-0.0689	-0.0096
1.3	-0.8965	-0.9066	-0.8862	-0.8649	-0.8383	-0.8056	-0.7089	-0.6076	-0.2308	-0.0723	-0.0109
1.4	-0.6753	-0.6350	-0.6222	-0.6120	-0.6018	-0.5874	-0.5419	-0.4890	-0.2260	-0.0752	-0.0123
1.5	-0.5629	-0.4718	-0.4712	-0.4641	-0.4584	-0.4511	-0.4270	-0.3971	-0.2147	-0.0773	-0.0136
1.6	-0.4198	-0.3701	-0.3730	-0.3672	-0.3642	-0.3600	-0.3461	-0.3278	-0.1999	-0.0786	-0.0149
1.7	-0.3752	-0.2840	-0.3039	-0.3011	-0.2984	-0.2956	-0.2870	-0.2754	-0.1838	-0.0788	-0.0161
1.8	-0.3158	-0.2496	-0.2575	-0.2530	-0.2497	-0.2479	-0.2427	-0.2349	-0.1680	-0.0782	-0.0172
1.9	-0.2851	-0.2022	-0.2122	-0.2155	-0.2141	-0.2113	-0.2083	-0.2028	-0.1530	-0.0769	-0.0182
2.0	-0.2012	-0.1929	-0.1878	-0.1854	-0.1850	-0.1837	-0.1807	-0.1771	-0.1393	-0.0749	-0.0191

Contoh 18-3. Hitunglah tegangan vertikal pada titik *A* dari kelompok empat tiang-pancang yang diperlihatkan dalam Gambar E 18-3. Ambillah $\mu = 0,3$. Bandingkan hasilnya dengan hasil yang diperoleh berdasarkan analisis metode konvensional.

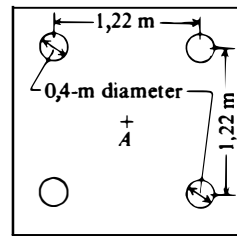
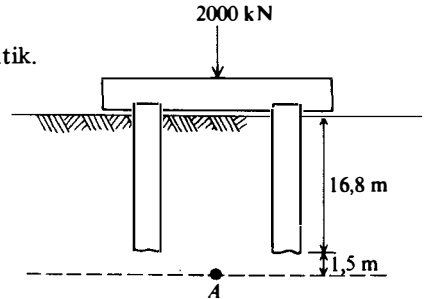
Pemecahan

Langkah 1 Asumsikan tiang-pancang beban titik.

$$r = 0,610\sqrt{2} = 0,863 \text{ m}$$

$$m = \frac{z}{D} = \frac{18,3}{16,8} = 1,09$$

$$n = \frac{r}{D} = \frac{0,863}{16,8} = 0,0514$$



GAMBAR E 18-3.

Dari Tabel 18-1 (kasus 1) pada $\mu = 0,30$:

$K_z = -12,2$ dengan interpolasi

$$\sigma_z = 4 \left[\frac{2000}{4(16,8)^2} \right] (-12,2) = -86 \text{ kPa} \quad \text{kompresi}$$

Langkah 2. Misalkan setengah dari beban diterima oleh titik dan setengahnya diterima oleh gesekan, seperti dalam hasil 1 di atas. Untuk titik:

$$\sigma_A = 4 \left[\frac{2000}{2(4)(16,8)^2} \right] (-12,2) = -43 \text{ kPa}$$

Untuk variasi konstan dari gesekan kulit (kasus 2) serta dengan interpolasi (Tabel (18-1b):

$$\sigma_A = 4 \left[\frac{200}{2(4)(16,8)^2} \right] (-2,7) = -10 \text{ kPa}$$

Total $\sigma_A = -43 - 10 = -53 \text{ kPa}$ kompresi

Langkah 3. Dengan analisis konvensional, berapakah tegangan di *A*? Gunakan Gambar 18-4b.

$$H = \frac{16,8}{3} = 5,6 \text{ m} \quad \text{di atas ujung-ujung tiang pancang}$$

Maka, kedalaman $A = 5,6 + 1,5 = 7,1 \text{ m}$ dan (dengan menggunakan $2V$ hingga $1H$)

$$\sigma_A = \frac{2000}{(1,22 + 7,1)^2} = 29 \text{ kPa} \quad \text{kompresi}$$

Nilai ini sama dengan 86 kPa untuk kondisi beban-titik dan 53 kPa untuk titik setengah, gesekan kulit setengah. Nilai yang mungkin: $\sigma = (86 + 53 + 29/3 \cong 50 \text{ kPa})$.

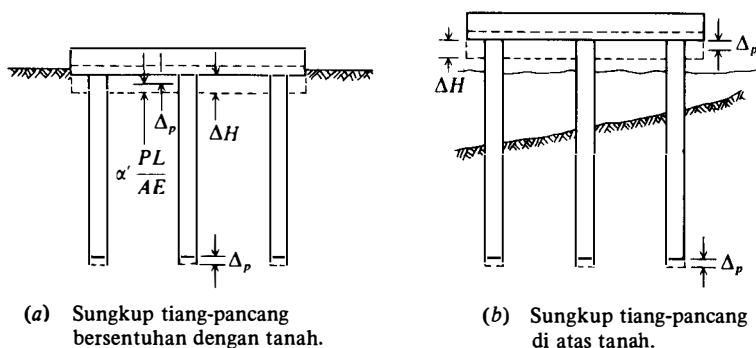
18-5 PENURUNAN TIANG-PANCANG KELOMPOK

Penurunan sebuah tiang-pancang kelompok sama dengan perpindahan titik tiang-pancang ditambah pemendekan elastis tiang-pancang di antara lingkup titik seperti dalam Gambar 18-6. Untuk tiang-pancang dukung titik maka perpindahan titik relatif kecil sedangkan perpindahan utama adalah pemindahan elastis dari tiang pancang. Untuk tiang-pancang gesekan perpindahan titik merupakan kuantitas penting yang menyebabkan penurunan. Tapi, perhatikan bahwa perpindahan titik disebabkan oleh beban titik dan penurunan dari tanah yang mendasari tegangan-tegangan pada gesekan poros atau urugan luas ataupun penurunan (subsidence) tambang tanah. Penurunan kelompok meliputi:

1. Soal untuk mencari tegangan-tegangan dalam lapisan di bawah titik dan sifat-sifat elastis yang benar dari tanah sehingga perpindahan titik dapat dihitung. Sekarang ini cara-cara praktis yang digunakan sejenis pemecahan Boussinesq atau Mindlin.
2. Penentuan beban yang diangkut oleh tiang-pancang dalam kelompok dan distribusi beban sepanjang poros tiang-pancang sehingga pemendekan aksial dapat dihitung. Bila sungkup tiang-pancang berada di atas tanah (atau air seperti untuk konstruksi lepas pantai), maka beban tiang-pancang dapat diperkirakan sehingga memberikan hasil yang agak baik. Bila sungkup dibuat dari beton yang dituang langsung di atas tanah, seperti kasus yang biasa, maka kecuali pada tanah ekspansif, beban tiang-pancang sangat tidak tertentu. Menurut Broms (1972) modulus elastisitas dari tiang-pancang beton bukan suatu nilai konstan tapi dapat berkurang dalam waktu tertentu sebesar 10 persen. Hal ini mungkin tidak mempengaruhi perhitungan-perhitungan dalam jumlah yang penting, sebab perubahan ini bersifat agak spekulatif untuk tiang-pancang bertulang (reinforced pile) karena bagian yang diubah (ditransformasi) jarang digunakan dan kekuatan beton lambat laun bertambah baik sesuai dengan umur beton tersebut.

Pengurangan modulus yang terakhir ini, jika dianggap berlaku, seharusnya berlaku juga untuk kayu. Persoalan utama (untuk semua bahan tiang-pancang) adalah distribusi beban sepanjang poros tiang-pancang.

Untuk mendapatkan beban tiang pancang (bukan distribusinya sepanjang poros—yang ini harus dikira-kira untuk perkiraan pemendekan tiang pancang di bawah beban, seseorang bisa memakai program rakit pada Lampiran dan memasukkan nilai komposit



GAMBAR 18-6. Sungkup tiang-pancang/penurunan kelompok. Di dalam (a) interaksi tanah sungkup menimbulkan kesukaran yang banyak dalam menghitung pendekatan elastis dari tiang-pancang. Di dalam kedua hal perhitungan defleksi merupakan suatu latihan yang perlu dalam penilaian teknik.

K_s untuk elemen-elemen rakit untuk kontribusi perhitungan "gaya pegas (spring)" tanah pada lokasi tiang pancang yang diketahui. Metode ini mirip dengan metode Butterfield dan Banerjee (1971).

K_s komposit bisa diperoleh dengan menghitung konstanta tiang pancang terhadap kompresi (seperti pada Bagian 18-9), dengan rumus $\lambda'AE/L$. Area rakit yang menambah "gaya pegas" tanah pada titik simpul didapat dari $K_i = k_s(ab)$ seperti pada Gambar 18-7. Modulus tanah ekuivalen dihitung dengan mengingat gaya pegas tiang pancang dan tanah paralel dengan defleksi yang sama untuk mendapatkan

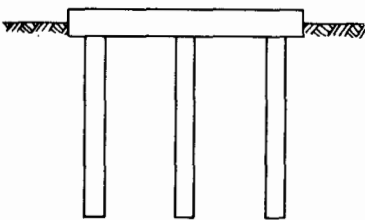
$$k_s ab X + \lambda' \frac{AE}{L} X = K' X \quad (a)$$

sehingga didapat gaya pegas ekuivalen $K' = k_s ab + \lambda' AE/L$.

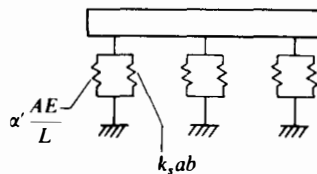
Modulus tanah komposit ekuivalen pada titik simpul adalah $K'_s = K'/ab$. Output komputer akan menyajikan gaya titik simpul total sebesar $K'X$, yang dapat dipisahkan menjadi komponen-komponen tiang pancang dan tanah dengan menggunakan Persamaan (a) di atas. Hal ini membuktikan bahwa ini sama baiknya dengan parameter tanah k_s dan konstanta tiang pancang, λ' yang dipakai dalam $\lambda'PL/AE$ untuk membuat kemungkinan tipe tiang pancang dan distribusi tahanan kulit. Penyelesaian oleh komputer bagaimanapun akan memberikan nilai-nilai efek relatif yang dapat berguna dalam memperkirakan respon tiang pancang kelompok.

Kelompok tiang pancang yang lebih besar akan lebih mantap daripada kelompok tiang yang lebih kecil terhadap beban-beban tiang pancang yang sama. Hal ini disebabkan oleh efek tegangan tumpang tindih (overlapping) di bawah titik tiang-tiang pancang tambahan. Disamping itu efek tumpang tindih (overlapping) tiang-tiang pancang bagian luar menyebabkan kan tegangan untuk menembus ke kedalaman L_1 seperti pada integrasi

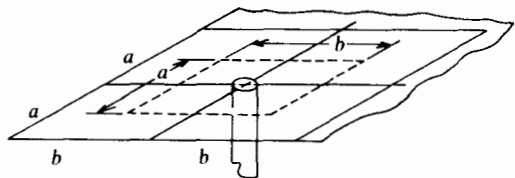
$$\delta = \int_{L_0}^{L_1} \epsilon dL$$



(a) Interaksi sungkup tiang-pancang-tiang-pancang tanah.



(b) Gaya pegas tanah dan tiang pancang yang paralel.



(c) Luas tanah yang memberi kontribusi untuk perhitungan "pegas" tanah.

GAMBAR 18-7. Metode untuk mendapatkan modulus tanah ekuivalen sebagai input program komputer "rakit" untuk perkiraan efek-efek interaksi yang ditunjukkan pada (a).

efek regangan yang menghasilkan lendutan yang lebih besar di bawah tiang pancang kelompok.

Sungkup tiang pancang biasanya dianggap kaku sehingga gerakan sungkup dapat diuraikan oleh translasi dan rotasi benda kaku.

Kelompok tiang pancang yang didukung oleh tanah lempung mengakibatkan penurunan-penurunan elastis, atau dengan segera, terjadi konsolidasi. Penurunan elastis merupakan jumlah terbesar pada lempung yang sudah terkonsolidasi; penurunan-penurunan konsolidasi merupakan nilai-nilai pokok tanah lempung yang biasanya terkonsolidasi dengan menggunakan tiang-tiang pancang gesekan atau "mengapung". Koefisien tegangan pada Tabel 18-1 dapat digunakan untuk memperkirakan peningkatan tegangan yang menyebabkan penurunan konsolidasi dengan menggunakan prosedur yang telah diuraikan dalam Bagian 5-12.

Kelompok tiang pancang yang didukung oleh tanah tak berkoheisi hanya akan mengakibatkan penurunan saja, masalah-masalah pokok untuk memperoleh evaluasi yang tepat dari peningkatan tegangan di lapisan dasar, pada kedalaman L_1 di mana peningkatan tegangan terjadi, dan sifat-sifat elastis sehingga Persamaan (5-16a) atau hanya

$$\delta = \frac{\sigma L_1}{E_s}$$

dapat dipakai untuk mencari gerak titik δ .

Masalah penurunan tiang pancang kelompok belum banyak dibahas dalam Literatur. Sebagian besar bahan-bahan yang diterbitkan berasal dari Dr. H. Poulos dan kawan-kawan dari Universitas Sydney, Australia, dan masih teoretis. Pengembangan teoretis ini menggunakan modulus tegangan-regangan (stress strain) dan persamaan-persamaan yang rumit; namun sebagian telah diprogram oleh Poulos dan ia telah menerbitkan grafik-grafik dan koefisien yang sudah ditabulasikan.

Penelitian tiang pancang oleh Focht dan O'Neill (1985) melaporkan bahwa hanya sekitar 18% dari responden menggunakan prosedur penurunan (settlement) elastis seperti yang diberikan oleh Poulos (1979) dan sebelumnya. 82% lainnya menggunakan prosedur yang bermacam-macam—atau malah tidak sama sekali. Penulis tidak mencantumkan metodologi Poulos karena metodologi ini pada pokoknya berdasar pada pemecahan Mindlin.

Metodologi yang disajikan di sini lebih fundamental dan memberikan sejumlah kontrol terhadap analisis seperti yang digambarkan dalam contoh-contoh sebelumnya dan yang berikut ini.

Contoh 18-4. Salah satu dari serangkaian laporan tentang bangunan dan penurunan (settlement) tiang pancang yang terdapat dalam literatur geoteknik yang dibuat oleh Koerner dan Partos (1974). Profil tanah dan sungkup tiang pancang pada dua kolom yang ditunjukkan pada Gambar 18-4 berdasar pada data ini.

Data lain: Beban tiang-pancang = 240 kips (kira-kira)

panjang tiang-pancang = 25 kaki (dibungkus dan basis diperbesar)

Diameter tiang-pancang = 16 in $f'_c = 5000$ psi

$E_s = 4$ ksi (dilipatduakan oleh Koerner dan Partos untuk mengijinkan penambahan kerapatan).

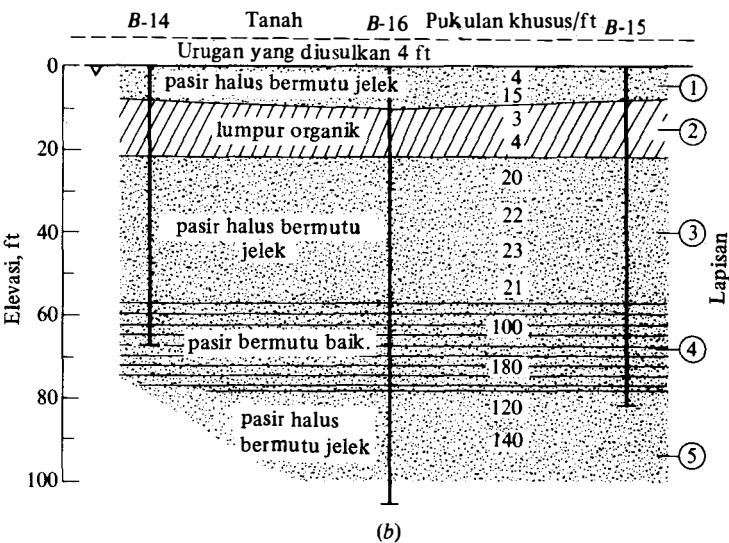
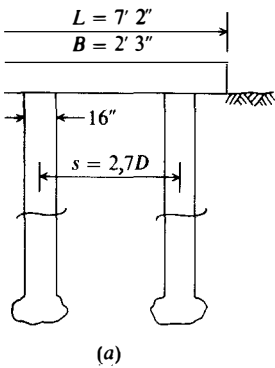
$s = 2,7 D$

Penurunan yang diukur 1,5 sampai 3,3 inci dengan rata-rata $\Delta H = 2,5$ inci.

Diperlukan. Memperkirakan penurunan pada sungkup tiang-pancang khusus.

Pemecahan.

Di sini ada beberapa cara untuk menghitung nilai-nilai penurunan untuk bangunan ini.



JAMBAR E18-4

Kita melihat pada kedua ini. Pertama yang kita perlukan adalah mencari perpindahan titik yang mana dikerjakan sebagai berikut:

Langkah 1. Gunakan Tabel 18-1c, kasus 3, karena pengujian beban menunjukkan pergerakan titik yang sangat sedikit untuk beban kerja sebesar 240 kips; maka, mekanisme beban utama haruslah merupakan tahanan kulit. Anggaplah $\mu = 0,3$.

$$N = \frac{r}{D} = \frac{s}{2D} = \frac{1,35}{25} = 0,054 \quad (\text{gunakan interpolasi kira-kira})$$

Dengan ini N dan beberapa nilai $M = z/D$ kita dapatkan tabel berikut untuk K_z pada suatu titik tengah antara dua tiang pancang di bawah sungkup.

$\frac{z}{D}$	K_z	$\frac{z}{D}$	K_z
1,0	3,46	1,6	0,43
1,1	2,31	1,7	0,28
1,2	1,25	1,8	0,23
1,3	0,79	1,9	0,20
1,4	0,56	2,0	0,17
1,5	0,43		

Nilai pengaruh rata-rata dalam daerah D sampai $2D$ dengan menggunakan hukum trapesoida yaitu:

$$K_z = \frac{8,205}{10} = 0,82$$

Langkah 2. Hitunglah tegangan rata-rata kedalaman D di bawah tiang-pancang dan penurunan yang bersangkutan. Anggaplah bahwa hanya ada dua tiang-pancang.

$$\sigma = \frac{2PK_z}{D^2} = \frac{2(240)(0,82)}{25^2} = 0,63 \text{ ksf}$$

Penurunan didasarkan pada $E_s = 4 \text{ ksi}$ adalah

$$\delta = \frac{\sigma L}{E_s} = \frac{0,63(25)(12)}{4(144)} = 0,34 \text{ in}$$

yang cukup berdekatan dengan nilai 0,21 atau 0,22 yang diukur dalam pengujian beban.

Metode 1: Penurunan total adalah penurunan sungkup ditambah gerak titik yang baru dihitung. Gunakan Persamaan (5-16) untuk penurunan (settlement) sungkup:

$$B = 2,25 \text{ ft} \quad L = 7,17 \text{ ft} \quad (\text{ada dalam referensi})$$

$$E_s = 4(144) = 576 \text{ ksf} \quad (\text{diketahui})$$

Dengan menggunakan Tabel 5-5 dan nilai N yang ada dalam referensi dan pembebanan dapat diperoleh $E_s \cong 300 \text{ ksf}$. Kita akan memakai nilai rata-rata karena nilai 576 merupakan penggandaan dan bagaimanapun nilainya terlalu besar.

$$E_s = \frac{576 + 300}{2} = 438 \quad \text{Gunakan } 400 \text{ ksf}$$

Untuk $L/B = 7,17/2,25 = 3,18$ (gunakan 3) dan untuk $H = 75$ kaki dari log pemboran didapat $H/B' = 75/1,13 = 66$ (gunakan 100 untuk menghindari interpolasi masif). Dari Tabel 5-2 didapat

$$I_s = 0,872 + \frac{1 - 2(0,3)}{1 - 0,3} (0,005) = 0,87 \quad \text{Take } I_F = 1,0$$

$$\Delta H = qB' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_s I_F \quad q = \frac{2(240)}{2,25 \times 7,17} = 29,8 \text{ ksf} \quad (2 \text{ tiang-pancang/sungkup})$$

$$\Delta H = 29,8(1,13) \frac{1 - 0,3^2}{400} (4 \times 0,87) (1,0) (12) = 3,20 \text{ in}$$

$$\text{Total } \Delta H = \Delta H_{\text{sungkup}} + \Delta H_{\text{tiang-pancang}} = 3,20 + 0,34 = 3,54 \text{ in}$$

Ini cukup baik jika dibandingkan dengan pengukuran sebesar 2,5 sampai 3,3.

Metode 2: Penurunan sebagai pemendekan elastis tiang-pancang + $\Delta H_{\text{titik tiang-pancang}}$. Untuk variasi linear dari P pada puncak $P = P_{\text{puncak}} - \Delta P$ di mana $\Delta P = 0,5P$ kita mendapatkan:

$$\begin{aligned} e &= \int_0^L \epsilon \, dy = \frac{1}{AE} \int_0^L \left(P_o - \Delta P \frac{y}{L} \right) dy \\ &= \frac{1}{AE} \left(P_o L - \frac{\Delta P L}{2} \right) \\ &= \frac{L}{AE} \left(P_o - \frac{0,5}{2} P_o \right) = \frac{0,75 P_o L}{AE} \end{aligned}$$

Dengan mengambil $E_c = 4060$ ksi untuk $f_c = 5$ ksi dan $A = 201$ inci² untuk tiang pancang 16 inci.

$$e = \frac{0,75(240)(25(12))}{201(4060)} = 0,07 \text{ in}$$

$$H = 0,07 + 0,34 = 0,41 \text{ in}$$

Teranglah bahwa walaupun metode ini benar untuk keadaan yang diperkirakan, namun defleksi yang diukur menunjukkan sesuatu yang menyebabkan penurunan tambahan. Kemungkinan 4 kaki dengan merupakan kontributor.

18-6 SUNKUP TIANG-PANCANG

Jika sebuah tiang-pancang tunggal digunakan, maka sungkup diperlukan untuk menyebar beban vertikal dan beban horisontal dari setiap momen guling pada semua tiang-pancang dalam kelompok tersebut. Sungkup tersebut biasanya dibuat dari beton bertulang, dituangkan langsung pada tanah kecuali jika tanah bersifat ekspansif. Sungkup untuk konstruksi lepas pantai sering dicetak dari bentuk-bentuk baja. Sungkup tiang-pancang tersebut mempunyai sebuah reaksi yang merupakan sederet beban terpusat (tiang-pancang), perencanaan tersebut juga mempertimbangkan beban kolom dan momen dari setiap tanah yang mendasari sungkup (jika sungkup berada di bawah permukaan tanah), dan berat sungkup. Hal yang umum untuk menganggap bahwa:

1. Setiap tiang-pancang mengangkut beban yang sama banyaknya untuk beban aksial konsentris pada sungkup, atau untuk n tiang-pancang yang mengangkut beban total Q , sehingga beban P_p yang diangkut oleh setiap tiang-pancang adalah

$$P_p = \frac{Q}{n} \quad (18-8)$$

2. Persamaan tegangan kombinasi (dengan menganggap distribusi tegangan sebidang) berlaku untuk sungkup tiang-pancang yang dibebani secara tak sentral atau dibebani dengan sebuah beban Q serta sebuah momen sebagai

$$P_p = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \quad (18-9)$$

di mana M_x, M_y = berturut-turut menyatakan momen di sekitar sumbu-sumbu x dan y .

x, y = jarak-jarak dari sumbu-sumbu y dan x ke suatu tiang-pancang.
= momen inersia kelompok, yang dihitung sebagai

$$I = I_0 + Ad^2$$

tapi I_0 dapat diabaikan, dan suku A saling menghilangkan, karena suku ini adalah beban tiang-pancang yang diinginkan, dan muncul di dalam pembilang serta dalam penyebut pada Persamaan (18-9).

Anggapan bahwa setiap tiang-pancang di dalam sebuah kelompok mengangkat beban yang sama mungkin hampir benar bila hal berikut dipenuhi:

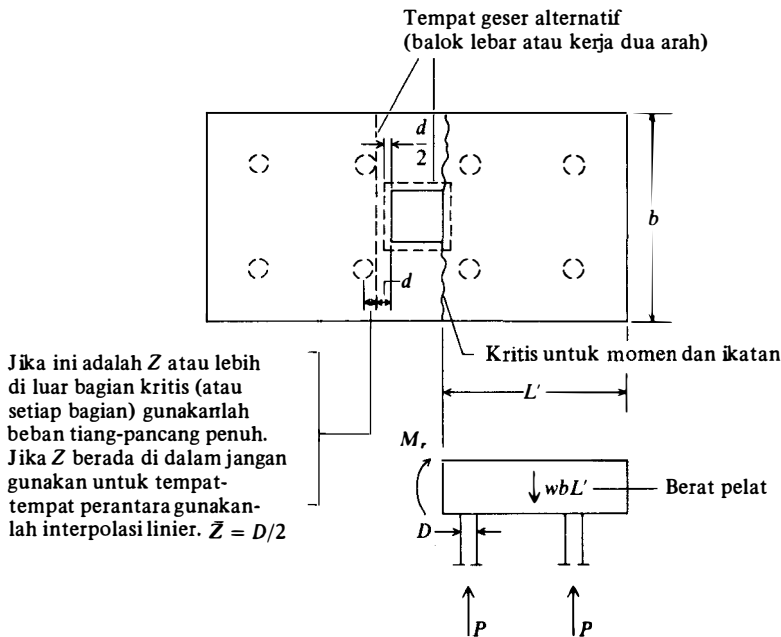
1. Sungkup tiang-pancang bersentuhan dengan tanah
2. Tiang-pancang semuanya tegak lurus
3. Beban dipakaikan pada pusat kelompok tiang-pancang
4. Kelompok tiang-pancang adalah simetris dan sangat tebal

Pada kelompok empat tiang pancang simetris dengan beban di pusatnya, tiap-tiap tiang pancang akan mendukung seperempat dari beban vertikal tanpa memperhatikan kekakuan (atau ketebalan) sungkup. Dengan adanya tiang ke lima yang berada tepat di bawah beban, maka kekakuan sungkup akan menjadi faktor yang signifikan.

Desain struktural dari sungkup tiang pancang sedikit sekali dibahas dalam literatur, tetapi pedoman berikut dapat dipakai:

1. Momen-momen lentur terjadi pada bagian-bagian yang sama seperti pada telapak beton bertulang (reinforced-concrete footing) dan ditentukan dalam Peraturan ACI Bagian 15-4 (dan seperti yang telah dibahas dalam Bab 8).
2. Sungkup tiang pancang harus diberi tulangan untuk mengatasi momen-momen lentur positif dan negatif. Penulangan diatur sedemikian rupa sehingga ada pelindung beton minimum sebesar 75 mm antara beton dengan tanah. Jika tiang pancang diperpanjang sekitar 75 mm pada sungkup, maka penulangan di bagian bawah seharusnya 75 mm di atas puncak tiang pancang untuk mencegah peretakan di sekeliling kepala tiang pancang.
3. Sungkup tiang pancang sebaiknya diperpanjang pada sedikitnya 150 mm di atas bagian luar tiang pancang dan akan lebih baik jika diperpanjang 250 mm. Jika tiang pancang diperpanjang lebih dari 75 mm maka tulangan di bagian bawah diikatkan di sekeliling tiang pancang untuk menghindari retaknya sungkup (cap) karena momen-momen dan geseran-geseran kepala tiang pancang.
4. Jika kepala tiang pancang dianggap tidak bergerak, maka kepala tiang ini diperpanjang ke dalam sungkup tiang pancang paling sedikit 300 mm. Ketebalan minimum sungkup tiang-pancang di atas kepala tiang pancang adalah 300 mm (seperti yang dikehendaki ACI 318 Bagian 15-7).
5. Beberapa macam konektor gaya tarik (tension connector) sebaiknya dipasang pada kepala tiang pancang jika tiang-tiang pancang itu mengalami gaya tarik (tension force).
6. Geseran sungkup tiang pancang dihitung pada bagian kritis seperti diperlihatkan pada Gambar 18-8.

Momen-momen dan geseran-geseran sungkup tiang pancang untuk mendesain diperoleh dengan menggunakan program komputer FEM atau FGM seperti B-6 atau bisa juga B-28. Jika beban sungkup berada pada sentroid sungkup dan kelompok tiang pancang dan kelompok tiang pancang ini simetris dan beban sungkup vertikal, maka program komputer untuk pelat-pelat akan memberikan momen-momen titik buhul (simpul) dengan ketelitian yang cukup memadai. FGM dapat digunakan untuk mendapatkan momen-momen dan geseran-geseran titik buhul. Dalam menggunakan program-program ini, seseorang mengganti (atau menambah gaya pegas tiang pancang vertikal) gaya pegas tanah pada titik-titik simpul tempat tiang-tiang pancang dipasang dengan sebuah "pegas" dan



GAMBAR 18-8. Tempat sungkup — tiang-pancang kritis untuk geseran, momen dan perhitungan lekat menurut Bab 15 dari ACI 318.

menghasilkan sederetan otuput. Karena gaya pegas tiang pancang lebih besar daripada gaya pegas tanah pada tanah lunak yang biasanya dipakai tiang pancang, modelnya tidak perlu diperbaiki dengan menggunakan gaya pegas tanah pada semua titik simpul dan gaya pegas tanah dan tiang pancang yang paralel pada titik-titik simpul tiang pancang.

Jika terdapat tiang-tiang pancang yang dimiringkan dan/atau beban tambahan, seseorang harus menggunakan program khusus untuk memperoleh pemecahan sungkup tiang pancang yang tepat. Hal ini dibahas lebih terinci pada Bagian 18-10. Pada kelompok tiga dan empat tiang pancang yang pusatnya dibebani dengan vertikal, fleksibilitas sungkup bukan merupakan faktor seperti pada tiap tiang pancang yang mendukung P/n di mana n = tiga atau empat tiang pancang dalam grup. Jika jumlah tiang pancang lebih dari jumlah tersebut di atas—terutama interior dan eksterior—fleksibilitas sungkup akan menjadi faktor yang signifikan, misalnya saja pada kelompok lima tiang pancang yang terdiri dari empat tiang pancang eksterior dan satu tiang pancang sentral dengan pembebanan di pusatnya, maka tiang pancang sentral akan mendukung hampir seluruh beban sampai akhirnya sungkup menjadi sangat kaku (tebal). Beban tiang pancang semakin lama cenderung menjadi agak mantap; namun bagaimanapun juga, tiang pancang harus didesain untuk mendukung beban-beban yang paling berat walaupun beban tersebut hanya untuk sementara.

18-7 TIANG-PANCANG MIRING

Bila beban-beban lateral besar harus ditolak oleh sebuah tiang-pancang kelompok maka dalam praktek sudah biasa untuk menggunakan tiang-pancang yang dipancang dengan kemiringan vertikal, yaitu, tiang-pancang miring. Juga sudah lazim bahwa tiang-pancang miring mengangkut semua beban lateral. Semua tiang-pancang mempunyai kemampuan mengangkut beban lateral tergantung dari lebar tiang-pancang, faktor ketegaran (flexu-

ral rigidity) (EI) dari tiang-pancang, dan kekakuan tanah di mana tiang-pancang tersebut ditanam. Metode-metode terdahulu dari analisis tiang-pancang kelompok dengan beban vertikal dan beban lateral dicari dengan menggunakan grafik. Metode-metode awal ini juga menganggap bahwa tiang-pancang yang dibebani secara aksial menghalangi pengembangan momen-momen lentur. Dengan mengkombinasikan pemecahan grafik dengan anggapan pembebanan aksial, maka ditemukan bahwa beban-beban lateral harus diangkut oleh tiang-pancang miring.

Metode-metode modern analisis tiang-pancang kelompok menggunakan komputer, sedangkan pengujian-pengujian beban tiang-pancang lateral menjelaskan apa yang digambarkan pemecahan komputer, yakni bahwa semua tiang-pancang dalam sebuah kelompok mengangkut beban lateral. Pemecahan grafik tidak lagi digunakan, karena pemecahan tersebut jelas tidak benar. Metode komputer sebuah analisis kelompok, merupakan pemecahan yang paling praktis dalam menganalisa sebuah kelompok, yang disajikan dalam bab ini.

Kemiringan tiang-pancang umumnya mempunyai jangkauan nilai dari 1 horisontal hingga 12 vertikal, $\frac{1}{12}$ hingga kemiringan sebesar $\frac{1}{5}$. Bila kemiringan melebihi $\frac{1}{4}$, maka pemancangan mungkin memerlukan peralatan khusus yang mengakibatkan biaya yang bertambah besar.

18-8 GESEKAN KULIT NEGATIF

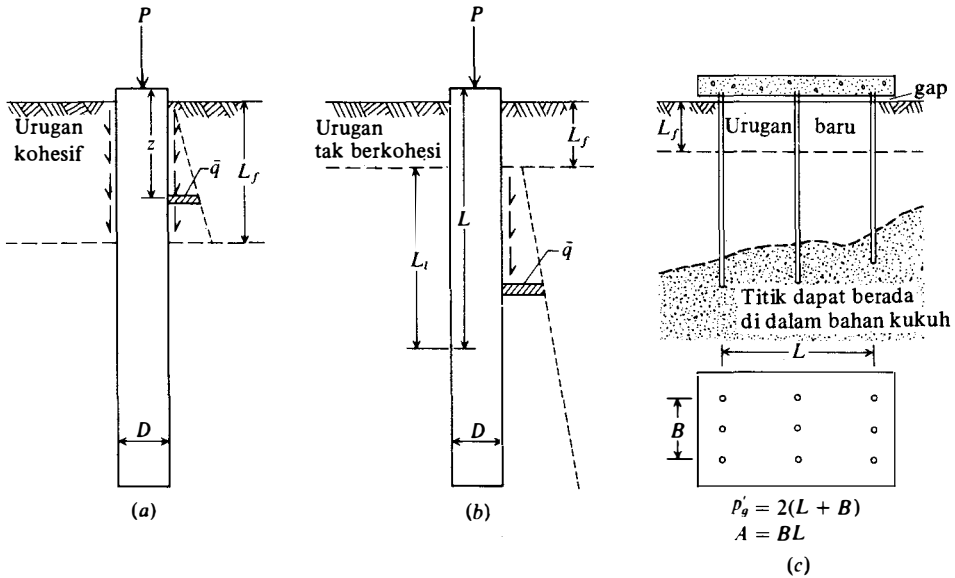
Bila sebuah urugan (fill) ditempatkan pada sebuah deposit tanah kompresibel, maka akan terjadi konsolidasi bahan kompresibel. Bila sebuah tiang-pancang dipancang ke dalam bahan kompresibel (baik sebelum maupun sesudah penempatan urugan) sebelum konsolidasi lengkap, maka tanah cenderung akan bergerak ke bawah pada tiang-pancang. Gerakan relatif ini yang *mengembangkan gesekan kulit* di antara tiang-pancang dan tanah yang bergerak disebut *gesekan kulit negatif*. Menurut pengukuran-pengukuran yang dilaporkan Bjerrum bersama kawan-kawan (1969), Bozozuk (1972), dan Bozozuk bersama kawan-kawan (1979), maka gesekan kulit negatif dapat melebihi beban yang ditentukan untuk bagian-bagian tiang-pancang. Fellenius (1972) juga telah melaporkan nilai-nilai yang lebih besar dari gesekan kulit negatif yang diukur.

Efek utama gesekan kulit negatif adalah untuk menambah beban aksial pada bagian tetap paling bawah dari tiang-pancang. Hal tersebut mungkin dapat mengakibatkan pertambahan penurunan tiang-pancang yang disebabkan oleh pemendekan aksial tiang-pancang di bawah pengurangan beban aksial. Perhatikan bahwa dalam Gambar 18-9 penurunan urugan mungkin diberikan sedemikian rupa sehingga terbentuk jarak (gap) di antara alas sungkup tiang-pancang dan dapat mengubah tegangan lentur dalam sungkup.

Gesekan kulit "negatif" dapat menghasilkan tegangan tarik yang besar bila efek tersebut berasal dari tanah-ekspansif — khususnya jika tidak ada jarak, atau tak cukup jarak ditinggalkan antara tanah dan sungkup tiang-pancang sehingga tanah tersebut berekspansi melawan sungkup.

Gesekan kulit negatif dapat dikembangkan dari:

1. Urugan kohesif yang ditempatkan di atas sebuah endapan tanah tak berkohesi, urugan tersebut mengembangkan tahanan geser antara tanah dan tiang-pancang dari tekanan lateral/efek-efek aliran dan menarik tiang-pancang ke bawah sewaktu urugan berkonsolidasi. Efek kecil dihasilkan dalam tanah dasar kecuali jika berat urugan memperbesar tekanan lateral. Efek tersebut menyediakan tahanan tiang-pancang yang lebih besar dibandingkan terhadap penetrasi jika terjadi apungan, dan menaikkan titik pusat tahanan mendekati urugan kohesif untuk tiang-pancang dukung titik.



GAMBAR 18-9. Perkembangan gaya-gaya gesekan negatif pada sebuah tiang-pancang tunggal dari urugan kohesif atau urugan tak berkohesi atau pada sebuah tiang-pancang kelompok di dalam sebuah urugan tanah kohesif.

- Urugan tak berkohesi yang ditempatkan di atas endapan kohesif yang kompresibel. Dalam kasus ini akan ada tarikan ke bawah dalam daerah urugan, tetapi tarikan ke bawah utama akan terjadi dalam daerah konsolidasi. Untuk tiang-pancang dukung titik, setiap penurunan dari kelompok berasal dari pemendekan aksial tiang-pancang. Untuk tiang-pancang apung, dapat terjadi penetrasi tambahan dengan penurunan gubahan (matching) kecuali jika tiang-pancang cukup panjang sehingga bagian dasar dapat mengembangkan tahanan kulit positif yang cukup untuk mengimbangi beban tambahan yang dikembangkan oleh tahanan kulit negatif. Dalam kasus ini suatu perkiraan tempat titik keseimbangan, atau titik netral, dapat ditentukan.
- Dengan merendahkan (menurunkan) muka air tanah (groundwater table) dari penurunan tambang tanah (ground subsidence) yang dihasilkan.
- Operasi pemancangan tiang-pancang (dan pengujian beban) yang menghasilkan tegangan-tegangan negatif dalam poros atas bila beban dilepas sehingga poros tiang-pancang berekspansi ke atas. Slip yang dihasilkan dan tahanan kulit negatif harus diimbangi oleh tahanan kulit positif dalam poros bawah dan/atau beban titik [Vesic (1977)].

Agar gaya-gaya tahanan kulit negatif (negative skin resistance forces) dapat berkembang secara signifikan, sebagian dari tiang-pancang harus ditahan untuk melawan gerakan vertikal, misalnya saja, bagian ujungnya berada pada batuan atau bagian bawahnya berada pada pasir padat. Jika seluruh tiang bergerak turun ke bawah karena efek konsolidasi, berarti tidak terjadi gaya-gaya tahanan kulit negatif. Gaya tahanan kulit negatif untuk tiang pancang tunggal dapat diperkirakan dengan cara berikut:

- Untuk urugan kohesif yang melapisi bagian atas tanah tak berkohesi seperti ditunjukkan pada Gambar 18-9a.

$$P_{nf} = \int_0^{L_f} \alpha' p' \bar{q} K (dz) \quad (18-10)$$

di mana α' = koefisien yang menghubungkan tekanan lateral efektif \bar{q} K pada tahanan geser di sekitar keliling tiang-pancang; $\alpha' = \tan \delta$ di mana $\delta \cong 0,5$ sampai $0,9 \phi$

p = keliling tiang-pancang

K = koefisien tekanan tanah lateral; gunakan $K = K_0 = 1 - \sin \phi$

\bar{q} = tekanan beban lebih efektif pada suatu kedalaman z

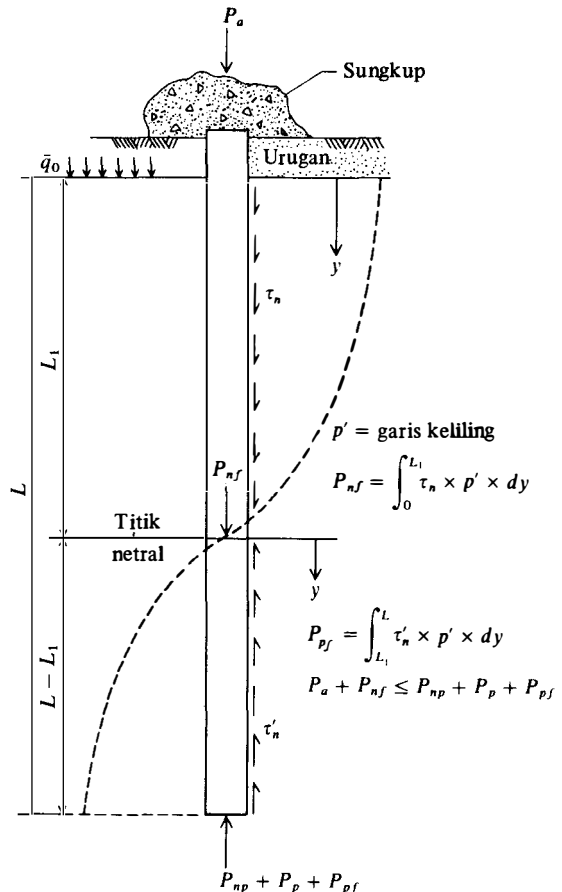
Persamaan (18-10) dapat dituliskan dengan menggunakan bentuk ekuivalen f_s dari Persamaan (16-14) untuk mendapatkan

$$P_{nf} = \int_0^{L_f} r \beta \bar{q} (dz)$$

di mana r = faktor reduksi yang mempunyai nilai kira-kira 0,5 sampai 1,0.

- Untuk tanah kohesif yang mendasari urugan tak berkoheisi ambillah titik asal koordinat pada dasar urugan dan dapatkan (lihat Gambar 18-9b):

$$P_{nf} = \int_0^{L_1} \alpha' p' \bar{q} K dz \quad (18-11)$$



GAMBAR 18-10

Tempat titik netral yang memenuhi statik dari kesetimbangan vertikal dengan gesekan kulit negatif yang bekerja pada tiang-pancang.

Di bawah titik netral (bandingkan dengan Gambar 18-10), jika titik netralnya ada, maka gesekan positif dihasilkan sebagai

$$P_{pf} = \int_{L_1}^L \alpha'_2 p' \bar{q} K dz + P_{np} \quad (18-12)$$

P_{np} = banyaknya jumlah tahanan kulit negatif yang diangkut oleh titik yang digunakan tiang-pancang dukung dan suku-suku lain seperti yang dijelaskan sebelumnya.

Perhatikan bahwa bentuk umum \bar{q} adalah

$$\bar{q} = \bar{q}_o + \gamma' z$$

Diperlukan penyesuaian batas-batas integrasi jika tanah distratifikasi untuk penjumlahan kontribusi kulit negatif.

Jika kita mengambil $\alpha' = \alpha_2$, dan sebuah tiang-pancang apung di mana $P_{np} \cong 0$ serta menyamakan Persamaan (18-11) dengan Persamaan (19-12) sesudah integrasi, dan untuk batas-batas yang diperlihatkan, kita dapatkan

$$\alpha' p' \left(\bar{q}_o L_1 + \frac{\gamma' L_1^2}{2} \right) K = \alpha' p' \bar{q}_o (L - L_1) K + \alpha' p' \gamma' (L^2 - L_1^2) \frac{K}{2}$$

di mana L_1 yaitu jarak ke titik netral adalah

$$L_1 = \frac{L}{L_1} \left(\frac{L}{2} + \frac{\bar{q}_o}{\gamma'} \right) - \frac{2\bar{q}_o}{\gamma'} \quad (18-13)$$

yang direduksi untuk $q_0 = 0$ ke

$$L_1 = \frac{L}{\sqrt{2}}$$

Suku P_{np} memerlukan perkiraan untuk tiang-pancang dukung titik dan diduga ada kontribusi titik yang agak besar untuk tiang-pancang apung. Dalam kasus ini jarak L_1 ke titik netral dari Gambar 18-10 menjadi sedikit lebih besar dibandingkan yang diduga, kecuali jika data dari pengujian beban tiang-pancang yang dilengkapi dengan peralatan tersedia.

Bila tiang-pancang tiang-pancang diberi jarak-antara pada perbandingan s/D yang kecil, maka gaya gesekan negatif bisa bekerja dengan efektif pada keliling blok dan bukan pada masing-masing tiang-pancang untuk mendapatkan dua macam penegangan yang memerlukan penyelidikan; yaitu:

1. Tahanan kulit negatif kelompok total sebagai jumlah dari masing-masing tiang-pancang

$$Q_n = \sum P_{nf} \quad (18-14)$$

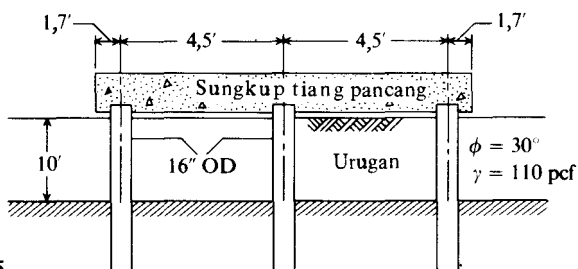
2. Tahanan kulit "blok" yang didasarkan pada tahanan geser pada keliling blok ditambah berat blok lekukan antara tiang-pancang

$$Q_n = f_s L_f p'_g + \gamma L_f A \quad (18-15)$$

- di mana γ = berat tanah satuan yang tercakup dalam tiang-pancang kelompok hingga kedalaman L_f
 A = luas tiang-pancang kelompok yang tercakup dalam keliling p' (Gambar 18-9c).
 $f_s = \alpha' q K$ = tahanan kulit efektif pada keliling kelompok
 p' = keliling tiang-pancang kelompok

Nilai maksimum Persamaan (18-14) atau (18-15) harus digunakan untuk mencari nilai rata-rata dari tahanan kulit negatif yang dapat dikembangkan. Terdapat sejumlah bukti nyata [Baligh bersama kawan-kawan (1978)], bahwa dengan melapisi daerah tarik bawah (down drag zone) dengan campuran bitumen khusus, akan sangat banyak mengurangi gaya gesekan kulit negatif.

Contoh 18-5 Perkiraan efek gesekan kulit negatif untuk tiang-pancang kelompok yang diperlihatkan dalam Gambar E18-5. Kelompok tersebut berbentuk bujur sangkar dan tiang-pancang dipancang melalui urugan setelah urugan tersebut ditempatkan dan sewaktu tanah masih berada dalam keadaan konsolidasi. Sudut gesekan-dalam CD pada urugan dianggap seperti yang diperlihatkan.



GAMBAR E18-5

Pemecahan. Kita akan menggunakan Persamaan (18-10) untuk mendapatkan penambahan tiang-pancang tunggal:

$$P_{nf} = \frac{\alpha' p' \gamma L_f^2 K}{2} \quad (\text{setelah integrasi})$$

Dapatkan $\alpha' = 0,667 \tan \phi' = 0,667 \tan 30^\circ = 0,385$

Dengan pemeriksaan maka $\bar{q}_0 = 0$

Ambillah $K = K_0 = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$

$$P_{nf} = \frac{0,385(\pi \times 1,333)(0,110 \times 10^2)0,50}{2} = 4,4 \text{ kips}$$

Periksa kemungkinan alternatif pembebanan blok tiang-pancang dengan menggunakan Persamaan (18-15). Ambillah keliling efektif kelompok yang didasarkan pada jarak antara pusat ke pusat tiang-pancang.

$$Q_n = f_s L_f p'_g + \gamma L_f A$$

di mana $f_s = \frac{\alpha' \gamma L_f K}{2}$ dan $p'_g = 4 \times 9 = 36 \text{ ft}$

$$Q_u = \frac{0,385 \times 0,110 \times 10^2 \times 36 \times 0,5}{2} + 0,110 \times 10 \times 9^2 = 127 \text{ kips}$$

Pertambahan untuk setiap tiang-pancang adalah $127/9 = 14 > 4,4$ kips dan terbukti aman.

Tidak ada kepastian bahwa s/D berpengaruh dalam menghasilkan tahanan negatif yang disebutkan belakangan, tetapi menguntungkan untuk mengandaikan pertambahan ini adalah akibat tahanan kulit negatif tanpa adanya pembatasan yang lebih baik pada s/D .
///

Contoh 18-6. Kerjakan lagi Contoh 18-5, jika dalam urugan tersebut hanya 1,5 m dan tanah lapisan di bawahnya berupa lempung lembek. Anggaplah bahwa panjang tiang-pancang $D = 400 \text{ mm} \times 25 \text{ m}$. Batas air jenuh adalah pada puncak lempung dan $\gamma' \text{ lempung} = 9,4 \text{ kN/m}^3$. Anggaplah bahwa tiang-pancang "mengapung" dan lempung dikonsolidasi normal dengan $\phi' = 30^\circ$ (CD). Gunakan data tanah urugan yang diperlihatkan pada Gambar E18-5 dan ganti (ubah) ke satuan SI seperti yang diperlukan.

Diperlukan. Hitunglah lokasi (tempat) titik netral dan pertambahan maksimum dalam tiang-pancang yang disebabkan oleh gesekan kulit negatif.

Pemecahan. Kita akan menggunakan Persamaan (18-13) dan mengambil $L = 25 - 1,5 = 23,5 \text{ m}$:

$$\bar{q}_0 = 110 \times 9,81 \left(\frac{1,5}{6 \times 2,4} \right) = 26 \text{ kPa (pada puncak lempung)}$$

$$L_1 = \frac{L}{L_1} \left(\frac{L}{2} + \frac{\bar{q}_0}{\gamma'} \right) - \frac{2\bar{q}_0}{\gamma'} = \frac{23,5}{L_1} (11,75 + 2,77) - 5,53$$

Pemecahan dengan cara coba-coba (kalkulator yang dapat diprogram) $L_1' = 15,9 \text{ m}$. Dari permukaan tanah (atau basis sungkup tiang-pancang) $L_1' = 15,9 + 1,5 = 17,4 \text{ m}$. Pertambahan beban tiang-pancang adalah akumulasi gesekan negatif dari basis urugan (jarak dari L_1) ke titik netral (lihat Gambar 18-10):

$$P_n = \alpha' p' \left(\bar{q}_0 + \frac{\gamma' L_1}{2} \right) L_1 K$$

Gunakan $\alpha' = 0,667 \tan 30^\circ = 0,385$ $K = 1 - \sin \phi = 0,50$ $\rho = \pi \times 0,40 = 1,26 \text{ m}$

$$P_n = 0,385 (1,26) \left(26 + \frac{9,4 \times 15,9}{2} \right) 15,9 \times 0,50 = 388 \text{ kN}$$

Periksa tahanan positif (tak ada beban titik dan $L = 23,5 \text{ m}$) dengan Persamaan (18-12)

$$\begin{aligned} P_{\text{pos}} &= \alpha' p' \left[\bar{q}_0 (L - L_1) + \frac{\gamma' (L^2 - L_1^2)}{2} \right] K \\ &= 0,385 \times 1,26 \left[26 (23,5 - 15,9) + \frac{9,4 (23,5^2 - 15,9^2)}{2} \right] 0,50 \\ &= 389 \text{ vs. } 388 \text{ kN} \quad (\text{dalam daerah pembulatan dan O.K.}) \end{aligned}$$

Pertambahan beban tiang-pancang yang disebabkan oleh gesekan kulit negatif $\cong 388 \text{ kN}$

18-9 ANALISIS MATRIKS UNTUK TIANG-PANCANG KELOMPOK

Bila pembebanan tiang-pancang kelompok terdiri dari beban-beban vertikal yang ditempatkan secara konsentris atau dengan sebuah eksentrisitas pada orde yang tidak lebih besar dari $0,67s$ dan dengan tiang-pancang vertikal, maka beban-beban tiang-pancang dapat diramalkan dengan cukup tepat dengan menggunakan Persamaan (18-8) atau Persamaan (18-9) yang didasarkan pada pengalaman.

Bila tiang-pancang kelompok dibebani dengan eksentrisitas yang lebih besar, momen-momen lentur dan/atau gaya-gaya horisontal besar, serta tiang-pancang vertikal dan tiang-pancang miring, maka analisisnya menjadi agak kompleks (sukar). Pemecahan kira-kira seperti diusulkan oleh Culmann (poligon gaya sederhana) dan Westergaard (dengan menggunakan metode pusat rotasi). Tidak satupun di antara pemecahan ini yang mengenal bahwa tiang-pancang vertikal dapat memikul beban-beban lateral dan momen-momen. Kemudian Hrennikoff (1950) mengusulkan sebuah pemecahan kelompok tiga dimensi yang disederhanakan oleh dia sendiri dalam meletakkan tekanan utama pada kelompok-kelompok tiang-pancang berdimensi dua. Metode ini terabaikan (dormant) sampai permulaan 1960, sebagian disebabkan karena analisis ini lebih baik dilakukan pada komputer digital. Aschenbrenner (1967) memperkenalkan sebuah metode analisis kelompok yang menggunakan angkur tiang dimensi yang umum, dan Reese bersama kawan-kawan (1970) menerbitkan sebuah pemecahan matriks yang serupa. Bowles (1974a) menerbitkan sebuah pemecahan matriks yang serupa dengan pemecahan yang disajikan dalam bagian ini; orientasi gaya-gaya tiang-pancang dalam pemecahan yang disajikan di sini membuat perhitungan kosinus arah (direction cosine) agak langsung dibanding dengan pemecahan terdahulu.

Pemecahan matriks terdiri dari penggunaan persamaan matriks seperti yang disajikan dalam Bab 9:

$$P = AF \quad e = A^T X \quad F = Se = SA^T X \quad \text{dan} \quad P = ASA^T X$$

Perbedaan pokok dalam pemecahan tersebut serta dalam pemecahan tiang-pancang kelompok adalah sebagai berikut:

1. Persamaan $P = AF$ adalah untuk sebuah tiang-pancang tunggal (ke i); maka
 P = bagian dari gaya sungkup tiang-pancang total yang diangkut oleh tiang-pancang ke i .
 A = matriks lengkap yang menghubungkan gaya-gaya tiang-pancang ke i ke bagian gaya sungkup tiang-pancang total yang diangkut oleh tiang-pancang ke i (lihat Tabel 18-2).
2. Matriks S memperkenalkan konsep konstanta tiang-pancang sebagai ganti dari suku-suku $4EI/L$, $2EI/L$, dan "pegas" tanah K yang digunakan dalam Bab 9.

TABEL 18-2 Matriks A

$\cos \theta \cos \beta$	$\sin \beta$	$\sin \theta \cos \beta$	0	0	0	$\begin{bmatrix} F_u \\ F_v \\ F_w \\ M_u \\ M_v \\ M_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P'_x \\ P'_y \\ P'_z \\ M'_x \\ M'_y \\ M'_z \end{bmatrix}$
$-\sin \theta$	0.0	$\cos \theta$	0	0	0	
$\cos \theta \sin \beta$	$-\cos \beta$	$\sin \theta \sin \beta$	0	0	0	
$+Z \sin \theta$ $+Y \cos \theta \sin \beta$	$-Y \cos \beta$ $+Y \sin \theta \sin \beta$	$-Z \cos \theta$ $+Y \sin \theta \sin \beta$	$\cos \theta \cos \beta$	$\sin \beta$	$\sin \theta \cos \beta$	
$+Z \cos \theta \cos \beta$ $-X \cos \theta \sin \beta$	$+Z \sin \beta$ $+X \cos \beta$	$+Z \sin \theta \cos \beta$ $-X \sin \theta \sin \beta$	$-\sin \theta$	0	$\cos \theta$	
$-Y \cos \theta \cos \beta$ $-X \sin \theta$	$-Y \sin \beta$ $+X \cos \theta$	$-Y \sin \theta \cos \beta$ $+X \cos \theta$	$\cos \theta \sin \beta$	$-\cos \beta$	$\sin \theta \sin \beta$	

Di sini perlu ditemukan tiang-pancang yang dibebani secara lateral untuk mendapatkan empat dari 6 entri matriks S dan baik menggunakan sebuah program komputer seperti dalam Bowles (1974a, Bab 12) atau menghitung entri ke lima dari matriks $S(1,1)$ sebagai $\lambda AE/L$; $S(4,4)$ entri ke enam adalah $\Omega GJ/L$. Sebuah matriks $S_{6,6}$ yang lengkap diperlukan untuk setiap tiang-pancang.

- 3. ASA^T dihitung untuk setiap tiang-pancang dalam tiang-pancang kelompok dan dijumlahkan ke dalam matriks kelompok ASA^T . Untuk 4 tiang-pancang, setiap nilai matriks kelompok ASA^T adalah jumlah dari 4 nilai tiang-pancang ASA^T secara sendiri-sendiri (individu).
- 4. Matriks tiang-pancang kelompok ASA^T (ukuran 6×6) dibalik dan didapat perpindahan pondasi, atau X .
- 5. Dengan nilai-nilai X maka perpindahan (e) kepala tiang-pancang dihitung dengan menggunakan.

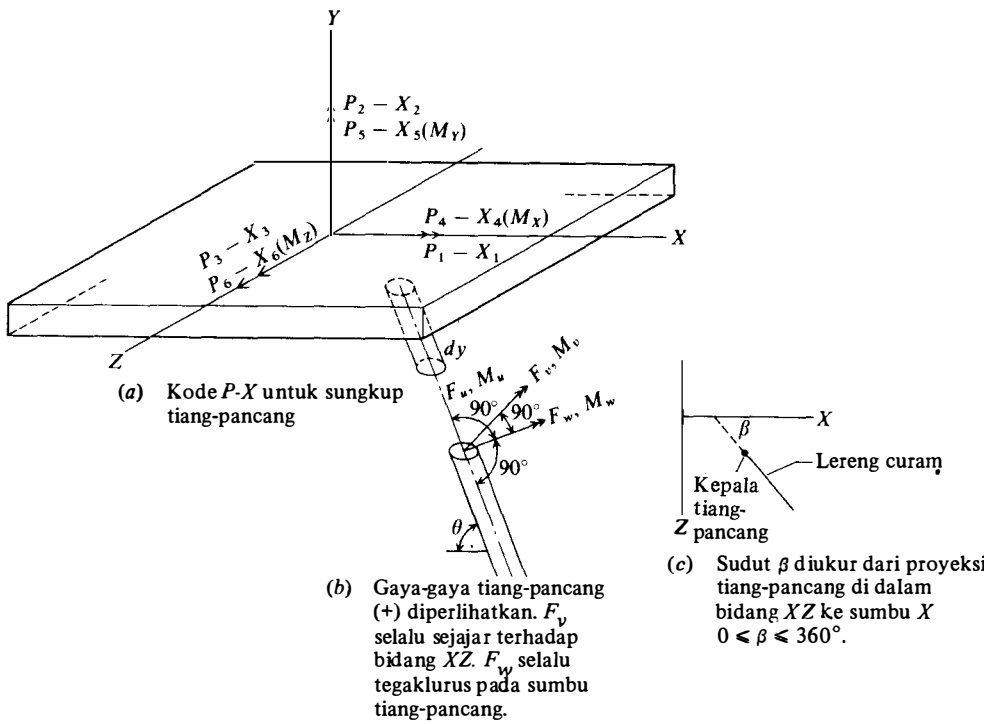
$$e = A^T X$$

Hal ini perlu karena matriks A (dan A^T) mengandung entri-entri (entries) yang ada hubungannya dengan kedudukan tiang-pancang, karena tidak dapat menggunakan persamaan $F = SA^T X$.

- 6. Dengan perpindahan tiang-pancang, maka gaya-gaya tiang-pancang dapat dihitung sebagai

$$F = S e$$

Pemecahan matriks merupakan hal yang umum, yakni dengan menggunakan ke enam derajat kebebasan – tiga translasi sebesar X , Y , dan Z dan tiga rotasi sebesar α_x , α_y , α_z . Anggapan utama bahwa sungkup tiang-pancang adalah tegar sempurna sehingga hanya perpindahan benda tegar dari translasi dan rotasi benda terhadap himpunan pusat (sentral)



GAMBAR 18-11. Pemberian kode (coding) dan identifikasi gaya tiang-pancang untuk membangun matriks-matriks A dan S . Perhatikan bahwa F_w tegaklurus terhadap sumbu tiang-pancang yang juga tegaklurus terhadap F_u . Maka F_w tegaklurus terhadap F_v .

sumbu-sumbu benda yang terjadi. Tidak ada rotasi lentur atau pemanjangan (elongation) sungkup yang terjadi di antara kepala tiang-pancang yakni, untuk translasi X yang diketahui setiap kepala tiang-pancang, mempunyai sebuah perpindahan komponen X yang nilainya sama, dan sebagainya.

Matriks A (lihat ke Gambar 18-11) dibangun sebagai berikut:

- 1. Perhatikan bahwa F_v selalu sejajar dengan bidang XZ .
- 2. β = sudut proyeksi tiang-pancang dengan sumbu X .
- 3. θ = kemiringan tiang-pancang miring dengan horisontal.
- 4. Kepala tiang-pancang tidak harus berada pada elevasi yang sama.
- 5. Perhatikan bahwa gaya-gaya tiang pancang bekerja pada sungkup dalam arah berlawanan terhadap arah positif yang diperlihatkan untuk tiang-pancang tersebut.

Nilai-nilai P'_i dan M'_i dihubungkan dengan gaya-gaya sungkup tiang-pancang sebagai berikut:

Gaya tiang pancang	Bagian komponen dari	Gaya tiang pancang	Bagian komponen dari
P'_x	$P(1)$	M'_x	$P(4)$
P'_y	$P(2)$	M'_y	$P(5)$
P'_z	$P(3)$	M'_z	$P(6)$
$\sum_1^n P'_x = P(1)$	$\sum_1^n P'_y = P(2)$	dan lain sebagainya.	

Sudut β adalah nol untuk tiang-pancang vertikal dan berubah dari 0 sampai 360° yang dirotasikan di sekitar sumbu Y dalam Gambar 18-11. Definisi sudut θ setiap kemiringan tiang-pancang seperti yang ditunjukkan untuk tiang-pancang vertikal $\theta = 0^\circ$

Matriks tiang-pancang S seperti diperlihatkan dalam Tabel 18-3 dari hubungan $F = Se$. Tabel 18-4 yang memberikan persesuaian dari matriks S dan masukan konstanta tiang-pancang yang sesuai seperti $C(I, J)$ dan metode perhitungannya. Juga diperlihatkan perhitungan untuk menghasilkan konstanta tiang-pancang dari Contoh 18-7 dan 18-8. Perhatikan bahwa 8 konstanta tiang-pancang yang diperoleh dari analisis tiang-pancang lateral dengan masing-masing empat mengingat dari kekuatan (sumbu X) dan empat lagi dari lenturan penahan sumbu Y dan perpindahan. Jika tiang-pancang adalah bujursangkar atau bulat, 8 konstanta yang direduksi menjadi empat nilai yang berbeda seperti:

$$C(I, 2) = C(I, 4)$$
$$C(I, 3) = C(I, 5)$$
$$C(I, 7) = C(I, 9)$$
$$C(I, 8) = C(I, 10)$$

TABEL 18-3. Matriks tiang-pancang tunggal S dengan memakai entri $S(I, J)$ dari Tabel 18-4 untuk gaya-gaya kepala tiang-pancang dalam matriks gaya tiang-pancang $F = Se$.

$$F = \begin{bmatrix} S(1, 1) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S(2, 2) & 0 & 0 & 0 & S(2, 6) \\ 0 & 0 & S(3, 3) & 0 & -S(3, 8) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S(4, 4) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -S(5, 3) & 0 & S(5, 5) & 0 \\ 0 & S(6, 2) & 0 & 0 & 0 & S(6, 6) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e_1 = \delta_u \\ e_2 = \delta_v \\ e_3 = \delta_w \\ e_4 = \alpha_u \\ e_5 = \alpha_v \\ e_6 = \alpha_w \end{bmatrix}$$

TABEL 18-4 Korespondensi antara $S(I, J)$ dan $C(I, J)$ dalam Tabel 18-3

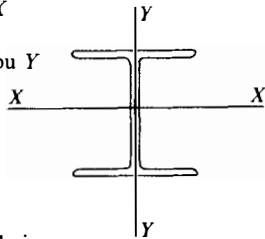
Nilai C	$S(I, J)$	Dihitung sebagai	Untuk Contoh 18-7‡
$C(I, 1)$	$S(1, 1)$	$\lambda AE/L$	$0,5(22,2 \times 10^{-3})(200000\,000)/19 = 116\,800\text{ kN/m}$
$C(I, 2)$	$S(2, 2)$	P_y/δ_y	$18,44/0,0298 = 618$
$C(I, 3)$	$S(2, 6)$	P'_x/θ_x	$6,45/0,001\,92 = 3360$
$C(I, 4)$	$S(3, 3)$	P_x/δ_x	$50,78/0,062 = 819$
$C(I, 5)$	$S(3, 5)$	P'_y/θ_y	$2,99/0,001\,51 = 1983\dagger$
$C(I, 6)$	$S(4, 4)$	$\Omega G'J/L$	$2,5(75,2 \times 10^6)(3,0455 \times 10^{-6})/19 = 30,13$
$C(I, 7)$	$S(5, 3)$	M'_x/δ_x	$208,3/0,062 = 3360$
$C(I, 8)$	$S(5, 5)$	M_x/θ_x	$50,78/0,001\,92 = 26\,448$
$C(I, 9)$	$S(6, 2)$	M'_y/δ_y	$59,164/0,0298 = 1983\dagger$
$C(I, 10)$	$S(6, 6)$	M_y/θ_y	$18,44/0,001\,51 = 12\,212$

‡ Mengacu pada-Gambar 16-21 nilai-nilai yang digunakan untuk menghitung seluruh $C(I, 1)$ dan $C(I, 6)$ dalam tabel di atas

† Nilai-nilai seharusnya sama – gunakan rata-rata

Dalam tabel di atas:

- P_x = gaya kepala tiang-pancang yang diterapkan sejajar dengan sumbu Y seperti diperlihatkan di sebelah
- M_x = momen yang diterapkan pada kepala tiang-pancang dan sumbu X
- P_y = gaya kepala tiang-pancang diterapkan sejajar dengan sumbu X
- M_y = momen yang diterapkan pada kepala tiang-pancang dengan sumbu Y
- M'_x = momen tiang-pancang kepala terjepit dari P_x dan rotasi = 0
- P'_x = gaya kepala tiang-pancang sejajar dengan sumbu Y dari M_x dengan perpindahan kepala nol
- M'_y, P'_y = analog dengan M'_x dan P'_x
- δ_x = perpindahan lateral dari kepala tiang-pancang jika dijepit terhadap rotasi
- θ_x = rotasi kepala tiang-pancang untuk M_x jika dijepit terhadap translasi



Konstanta tiang-pancang $C(I, 1)$ dapat dihitung dari perpindahan yang diperoleh dari Pasal 16-12 jika gaya aksial tiang-pancang $F = Se = \lambda AE(e)/L$ dari Pasal 16-2 kita mendapatkan $e = \delta_p$ (perpindahan vertikal kepala tiang-pancang) yang juga secara langsung pemecahannya maka kita memperoleh

$$S = \frac{P}{\delta_p} = \frac{\lambda AE}{L}$$

Pada umumnya kita dapat memperkirakan $C(I, 1)$ dengan menggunakan A = luas penampang-melintang dari tiang-pancang, E = modulus elastisitas, dan L = panjang tiang-pancang (termasuk jumlah setiap bagian yang tidak dibenamkan). Untuk tiang-pancang gesekan kita dapat mengambil $\lambda = 2,0$ hingga $1,0$ (rentang penumpakan beban dari 100% pada L hingga 100% pada $L/2$). Untuk tiang-pancang dukung ujung gunakan $\lambda = 1,2$ hingga $1,1$ karena kadang-kadang beban yang paling dekat selalu dipikul oleh gesekan sisi.

Untuk $C(I,6)$, $\Omega G'J/L$, kita harus menghitung G' = modulus geser seperti

$$G' = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

di mana rasio Poisson $\mu = 0,15$ untuk beton dan $0,33$ untuk baja. Tahanan torsi J bisa dihitung sebagai

Untuk bujur sangkar atau empat persegi panjang $J = I_x + I_y$

$$\text{Untuk tiang pancang } H. J = \frac{1}{3} \sum bt^3$$

di mana b = panjang elemen

t = tebal elemen

dan ada tiga elemen pelat yang menyusun tiang pancang

$$\begin{aligned}\text{dua flens } b \times t &= b_f \times t_f \\ \text{satu badan } b \times t &= (d - 2t_f) \times t_w\end{aligned}$$

Perhitungan mencari J di atas menghasilkan nilai-nilai yang lebih sedikit dari nilai tiang-tiang pancang H dalam katalog pemasok, namun cukup akurat untuk masalah ini. Nilai J yang dihitung dengan metode di atas untuk Contoh 18-7 dalam SI adalah

$$J = \frac{1}{3}\{(0,361 - 2 \times 0,0204)0,0204^3 + 2(0,378)0,0204^3\} = 3,0455 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

Jika diubah ke dalam Fps menjadi $7,3 \text{ in}^4$ versus $8,02$ dalam tabel pemasok. Nilai $\Omega = 2$ sampai 3; penelitian oleh penulis dengan menggunakan tiang pancang model 8 kaki yang dilengkapi dengan alat ukur regangan (strain gage) menunjukkan bahwa 2,5 cukup layak. Konstanta $C(I, 6)$ tidak terlalu berbahaya karena tahanan torsi kelompok yang utama berasal dari geseran kepala tiang pancang dan untuk beberapa tiang pancang yang berada di sekeliling titik beban, tahanan torsi substansial dapat diperoleh dari kontribusi langsung yang kecil terhadap reaksi-reaksi torsi tiang pancang individual.

Ulasan Umum Mengenai Prosedur

1. Konstanta kepala tiang pancang berkurang menjadi $C(I, 1)$, $C(I, 2)$, dan $C(I, 4)$ untuk tiang-tiang pancang yang dipasangkan pada sungkup—sistem tiang pancang-sungkup tiang pancang (pile-pile cap) yang tidak begitu realistis. Harus diingat bahwa posisi pancang akan menghasilkan momen sungkup yang melawan dan bergantung pada kesalahan yang sudah diperbaiki, akan ada hasil perhitungan gaya-gaya tiang pancang yang kecil yang seharusnya bernilai nol.
2. Sumbu Y memungkinkan anda membuat model sungkup yang tebal karena koordinat-koordinat asal merupakan bidang teratas sungkup dan dengan sungkup yang tebal, gaya-gaya horisontal akan mengakibatkan geseran tiang pancang (pile shear) dan rotasi momen tambahan di sekeliling sumbu-sumbu koordinat.
3. Pada saat ini tidak ada metode-metode untuk model tiang pancang miring yang layak untuk konstanta-konstanta tiang pancang. Metode yang diberikan oleh Bowles (1974a) memungkinkan suatu analisis tiang pancang miring, tetapi tidak menyediakan prosedur-prosedur untuk menyesuaikan k_s (dianggap perlu adanya suatu penyesuaian) untuk tiang pancang yang dimiringkan.
4. Analisis linier hanya diperlukan untuk membuat analisis dengan delapan konstanta tiang pancang.
5. Pergeseran sungkup tiang-pancang (pile cap displacement) dapat dipakai untuk memperkirakan gerakan-gerakan sungkup jika anda mempercayai konstanta-konstanta tiang-pancang. Output gaya-gaya tiang pancang bisa dipakai untuk membuat desain/analisis struktural tiang-tiang-pancang.
6. Atur sumbu utama tiang pancang sehingga paralel dengan sumbu (global) sungkup yang sesuai. Anda bisa mengatur tiang-tiang pancang yang berlainan pada orientasi sumbu yang berbeda jika tiang-tiang pancang tersebut vertikal; tetapi sumbu tiang-pancang yang dimiringkan akan berputar dengan sudut β jadi bila anda membuat gambar rencana (layout) kelompok tiang-pancang jangan melupakan hal ini.

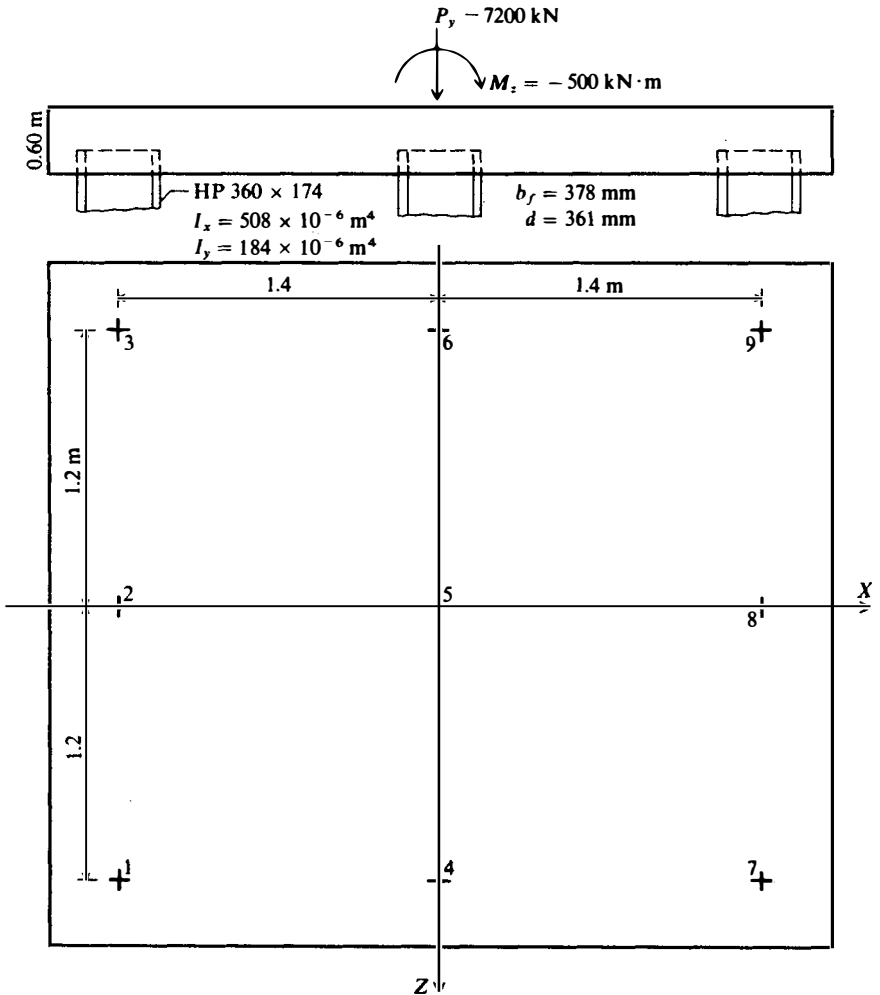
Metode ini akan diperjelas dengan dua masalah dengan output komputer yang sudah dicatat. Masalah pertama yaitu suatu kelompok tiang pancang simetris dengan satu beban

aksial dan momen pada sumbu Z . Pada contoh kedua, sama dengan yang pertama hanya saja tiang-tiang pancangnya dimiringkan dan kelompok tersebut tidak simetris.

Contoh 18-7. Analisis kelompok sembilan tiang pancang pada Gambar E18-7a yang memakai sungkup setebal 0,6 m. Konstanta-konstanta tiang pancang didapatkan dari Gambar 16-21 (seperti pada Tabel 18-4) dan dengan beban-beban seperti pada lembaran output pada Gambar E18-7b. Pemecahan soal ini memerlukan program komputer B-10. Lihat juga Soal No. 18-16.

Pembahasan Output

1. Program komputer mengeluarkan semua input kritis (koordinat-koordinat X , Y , Z , sudut β , dan rasio kemiringan tiang pancang dan konstanta-konstanta tiang pancang $C(I, J)$ untuk setiap tiang pancang). Harus diingat bahwa program ini memerlukan seluruh 10 konstanta tiang pancang.



GAMBAR E18-7a

J E POWLES EXAMPLE 18-7 NINE PILE GROUP USING HP360 PILES

GENERAL INPUT DATA

PILE NO	X	Z	Y	BETA	BATTER
1	-1.40	1.20	-.60	.00	.00
2	-1.40	.00	-.60	.00	.00
3	-1.40	-1.20	-.60	.00	.00
4	.00	1.20	-.60	.00	.00
5	.00	.00	-.60	.00	.00
6	.00	-1.20	-.60	.00	.00
7	1.40	1.20	-.60	.00	.00
8	1.40	.00	-.60	.00	.00
9	1.40	-1.20	-.60	.00	.00

THE PILE CONSTANTS ARE

PILE NO	C(1)	C(2)	C(3)	C(4)	C(5)	C(6)	C(7)	C(8)	C(9)	C(10)
1	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
2	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
3	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
4	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
5	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
6	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
7	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
8	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
9	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0

THE P-MATRIX FOR 1 LOAD CASES IS AS FOLLOWS:

1	PX =	.000
2	FY =	-7200.000
3	FZ =	.000
4	MX =	.000
5	MY =	.000
6	MZ =	-500.000

THE FOUNDATION (GLOBAL) ASAT MATRIX:

1	7371.0	.0	.0	.0	.0	34662.6
2	.0	1051200.0	.0	.0	.0	.0
3	.0	.0	5562.0	-21184.2	.0	.0
4	.0	.0	-21184.2	1142479.0	.0	.0
5	.0	.0	.0	.0	14615.0	.0
6	34662.6	.0	.0	.0	.0	1650542.0

THE FILE CAP DISPLACEMENTS FOR NLC = 1

X = .001581 Y= -.006849 Z= .000000 ALPHA X= .000000 ALPHA Y= .000000 ALPHA Z= -.000336

THE PILE DISPLACEMENTS AND PILE FORCES FOR LC = 1

PILE	DU	DV	DW	ALPHA U	ALPHA V	ALPHA W	FU	FV	FW	MU	MV	MW
1	.0064	.0000	.0014	.0000	.0003	.0000	745.037	.000	.000	.000	4.256	.000
2	.0064	.0000	.0014	.0000	.0003	.0000	745.037	.000	.000	.000	4.256	.000
3	.0064	.0000	.0014	.0000	.0003	.0000	745.037	.000	.000	.000	4.256	.000
4	.0068	.0000	.0014	.0000	.0003	.0000	800.000	.000	.000	.000	4.256	.000
5	.0068	.0000	.0014	.0000	.0003	.0000	800.000	.000	.000	.000	4.256	.000
6	.0068	.0000	.0014	.0000	.0003	.0000	800.000	.000	.000	.000	4.256	.000
7	.0073	.0000	.0014	.0000	.0003	.0000	854.963	.000	.000	.000	4.256	.000
8	.0073	.0000	.0014	.0000	.0003	.0000	854.963	.000	.000	.000	4.256	.000
9	.0073	.0000	.0014	.0000	.0003	.0000	854.963	.000	.000	.000	4.256	.000

INDIVIDUAL PILE FORCE COMPONENTS TO CHECK SUM OF FORCES ALONG AXES

PILE NO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	.0000	-745.0367	.0000	894.0441	.0000	1038.7950
2	.0000	-745.0367	.0000	.0000	.0000	1038.7950
3	.0000	-745.0367	.0000	-894.0441	.0000	1038.7950
4	.0000	-800.0000	.0000	960.0001	.0000	-4.2565
5	.0000	-800.0000	.0000	.0000	.0000	-4.2565
6	.0000	-800.0000	.0000	-960.0001	.0000	-4.2565
7	.0000	-854.9633	.0000	1025.9560	.0000	-1201.2050
8	.0000	-854.9633	.0000	.0000	.0000	-1201.2050
9	.0000	-854.9633	.0000	-1025.9560	.0000	-1201.2050
TOTAL =	.0000	-7200.0000	.0000	.0000	.0000	-500.0002
(.0000)	(-7200.0000)	(.0000)	(.0000)	(.0000)	(-500.0000)

GAMBAR E18-7b

2. Matriks ASA^T global tidaklah simetris dan dengan tiang-tiang pancang vertikal (seperti di sini) memuat sejumlah besar angka nol. Matriks ini tidak simetris karena memuat entri-entri elastis dan entri-entri vektor posisi dari bagian pojok kiri bawah matriks A .
3. Pergeseran sungkup (cap displacement) dicatat dan kita tahu bahwa pergeseran utama untuk konfigurasi grup ini dengan pembebanan sebesar 7200 kN adalah vertikal sebesar 0,006849 m (6,85 mm) dan hal ini tidak diharapkan. Sungkup mengalami rotasi α_z yang kecil yaitu 0,000325 rad dari momen M_z yang dimasukkan sebagai $(-)$ dengan menggunakan pedoman sebelah kanan penggaris sebagai sumbu Z . Karena itu tanda ini benar untuk arah momen. Jika $\lambda AE/L$ dianggap benar maka penurunan (settlement) vertikal grup di bawah beban adalah 6,85 mm, dan tidak diperlukan lagi perhitungan penurunan kecuali jika ada lapisan lempung di bawah ujung-ujung tiang pancang.
4. Hanya ada momen-momen tiang pancang $MV (= M_y)$ sebesar 5,952 kN · m dengan tanda $(+)$ yang konsisten dengan momen terapan $M_z = -500$ kN · m. Analisis konvensional $P/A \pm Mc/I$ tidak bisa menghitung momen-momen kepala tiang (pile head moments) karena kepala tiang pancang dipasangkan pada sungkup.
5. Momen-momen MX berasal dari posisi tiang-tiang pancang terhadap sumbu X . Tiga tiang pancang pada sumbu (2, 5, 8) mempunyai $MX = 0$. Tiang pancang 1 mempunyai $MX = FU \times Z = 746,854 \times 1,2 = 896,224$. Nilai-nilai MX lainnya dihitung dengan statika yang sama.
6. Momen-momen MZ , misalnya untuk tiang pancang 1 dihitung sebagai $FU \times X + MV = 746,854 \times 1,4 - 5,952 = 1039,64$ [$-MV$ karena satu momen tiang pancang $(+)$ terjadi berlawanan arah pada sungkup]. Perlu diingat bahwa tiga tiang pancang pada sumbu X tidak mempunyai lengan momen sehingga momen MZ adalah $-5,952$. Jadi $\Sigma MZ = 499,9973$ versus 500,0 dari input.
7. Pada kasus-kasus di mana matriks A menyajikan sejumlah entri sin dan cosin, tentu akan lebih menguntungkan jika memakai program tersebut untuk membuat statika seperti yang ditunjukkan di sini.

Contoh 18-8. Analisis kelompok sembilan tiang pancang pada Gambar E18-8a dengan kasus yang sama dengan Contoh 18-7 dengan menggunakan konstanta-konstanta tiang pancang yang sama dan juga tiang pancang miring dan sudut-sudut β pada beberapa tiang pancang tertentu.

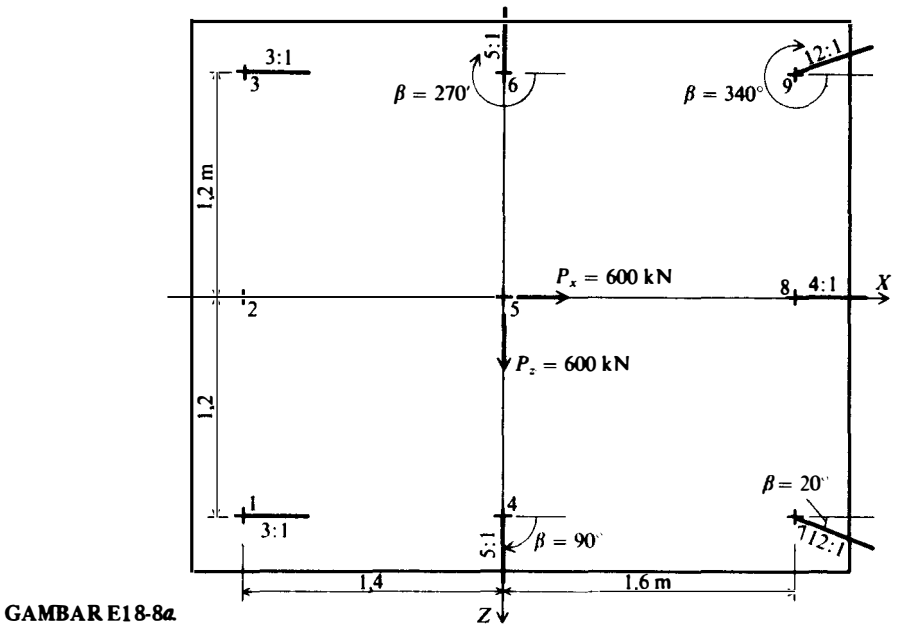
Pemecahan. Gunakan output program komputer pada Gambar E18-8b.

Pembahasan

Dikarenakan tiang pancang yang miring, kita hanya akan melihat tiang pancang 2 yang vertikal. Program komputer mempunyai fasilitas yang memungkinkan output matriks-matriks tiang pancang A dan SAT , tetapi penggunaannya terserah kepada pembaca.

1. Tiang pancang 2 mengalami satu gaya aksial vertikal sebesar 990,278 kN, satu gaya FV yang paralel dengan sumbu Z sebesar 41,81 kN; satu gaya FW yang paralel dengan sumbu X sebesar 7,045 kN; dan momen-momen $MU = 0,206$ kN · m, $MW = 137,27$ kN · m. Nilai-nilai ini bisa langsung dipakai untuk mendesain tiang pancang. Tanda-tanda untuk FU , FV , dan lain-lain, adalah $(-)$ jika berlawanan arah dengan $(+)$ tiang-tiang pancang seperti pada Gambar 18-11b.
2. Kontribusi komponen gaya:

$$\begin{aligned} FX &= -7,0452 \text{ kN} \\ FY &= -990,2778 \text{ kN} \\ FZ &= 41,810 \text{ kN} \end{aligned}$$



GAMBAR E18-8a

$M_X = 162,3558 = 137,270 + 0,6 \times 41,810$ (kepala tiang pancang berada 0,6 m di bawah bidang XZ)

$M_Y = 58,7404 = 41,81 \times 1,4 + 0,206$

$M_Z = 1357,161 = 990,278 \times 1,4 - 25,001 - 7,045 \times 0,6$

3. Tiang pancang 5 mempunyai $DU = 0,0082 \text{ m}$ = penurunan sungkup (cap settlement) pada titik beban. Nilai-nilai lainnya meliputi efek kepala tiang pancang yang berada 0,6 m di bawah koordinat-koordinat pangkal dan rotasi-rotasi yang terjadi pada sumbu X dan Z.

18-10 DESAIN SUNGKUP TIANG PANCANG OLEH KOMPUTER

Pada bagian terdahulu telah diuraikan tentang desain kelompok tiang pancang dengan sungkup tiang pancang (pile cap) yang kaku. Program komputer memberikan informasi mengenai gaya-gaya kepala tiang pancang (pile head forces) yang dapat digunakan untuk mendesain tiang pancang secara struktural, atau, bisa juga untuk mengatur kembali tiang-tiang pancang tertentu untuk keseimbangan gaya-gaya tiang pancang yang lebih baik dan membatasi rotasi sungkup. Batasan dasarnya adalah sungkup harus benar-benar kaku, tetapi tidak diberikan patokan untuk menentukan kekakuan sungkup.

Bagian ini menguraikan secara lengkap desain sungkup kelompok tiang-pancang* dan tiang-pancang sebagai proses interaksi sungkup tiang-pancang (cap-pile). Hal ini bisa dilakukan [lihat Bowles (1983)] sebagai berikut:

1. Ubahlah program rakit (mat program) untuk pemakaian enam titik buhul bebas sehingga ada hubungan langsung antara enam kepala tiang dof dengan titik-buhul.
2. Program komputer kelompok tiang-pancang diatur kembali menjadi suatu subrutin dari program rakit yang sudah diubah.
3. Gambarkan kisi pada sungkup untuk menandai titik-titik buhul pada semua tempat kepala tiang pancang.
4. Buatlah matriks (ASAT) kekakuan untuk sungkup seperti satu pelat atau rakit.

J E BOWLES EXAMPLE 18-8 NINE FILE GROUP USING HP360 FILES

GENERAL INPUT DATA						
FILE NO	X	Z	Y	BETA	BAITER	
1	-1.40	1.20	-.60	.00	3.00	
2	-1.40	.00	-.60	.00	.00	
3	-1.40	-1.20	-.60	.00	3.00	
4	.00	1.20	-.60	90.00	5.00	
5	.00	.00	-.60	.00	.00	
6	.00	-1.20	-.60	270.00	5.00	
7	1.60	1.20	-.60	20.00	12.00	
8	1.60	.00	-.60	.00	4.00	
9	1.60	-1.20	-.60	340.00	12.00	

THE FILE CONSTANTS ARE										
FILE NO	C(1)	C(2)	C(3)	C(4)	C(5)	C(6)	C(7)	C(8)	C(9)	C(10)
1	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
2	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
3	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
4	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
5	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
6	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
7	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
8	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0
9	116800.0	618.0	1983.0	819.0	3360.0	30.1	3360.0	26448.0	1983.0	12212.0

THE P-MATRIX FOR 1 LOAD CASES IS AS FOLLOWS:

1	PX =	600.000
2	PY =	-7200.000
3	PZ =	600.000
4	MX =	.000
5	MY =	.000
6	MZ =	-500.000

THE FOUNDATION (GLOBAL) ASAT MATRIX:

1	38353.1	-114915.9	.4	3.0	.2	74529.8
2	-114915.9	1010660.0	.9	-.6	-.4.8	23594.0
3	.4	1.0	15119.8	31822.5	-.2018.3	1.8
4	3.0	-.5	31822.5	1059000.0	127668.4	.4
5	.2	-.4.8	-.2018.3	127668.4	54059.2	-.2.8
6	74529.8	23594.1	1.8	.4	-.2.8	1796019.0

THE FILE CAP DISPLACEMENTS FOR NLC = 1

X = -.009305 Y = -.008187 Z = .045191 ALPHA X = -.002183 ALPHA Y = .006841 ALPHA Z = .000215

THE FILE DISPLACEMENTS AND FILE FORCES FOR LC = 1												
FILE	DU	DV	DW	ALPHA U	ALPHA V	ALPHA W	FU	FV	FW	MU	MV	MW
1	.0053	-.0561	-.0028	-.0072	-.0002	.0001	614.650	-34.473	-1.548	-.216	3.424	-110.071
2	.0085	-.0561	-.0092	-.0068	-.0002	-.0022	991.462	-38.985	-6.792	-.204	25.139	-137.858
3	.0050	-.0561	-.0200	-.0072	-.0002	.0001	588.659	-34.473	-15.662	-.216	61.527	-110.071
4	.0146	-.0010	.0445	-.0067	-.0022	.0016	1702.860	2.481	43.784	-.201	-207.266	17.042
5	.0082	-.0465	-.0092	-.0068	-.0002	-.0022	956.260	-33.066	-6.792	-.206	25.139	-118.866
6	.0015	.0174	-.0477	-.0068	.0022	-.0011	172.551	12.989	-46.413	-.203	218.052	48.292
7	.0061	-.0337	.0108	-.0070	-.0009	-.0014	717.133	-23.633	12.016	-.210	-61.312	-84.035
8	.0054	-.0356	-.0108	-.0072	-.0002	-.0005	628.732	-22.881	-8.125	-.216	30.609	-76.101
9	.0081	-.0275	-.0293	-.0070	.0005	-.0015	941.290	-20.043	-25.802	-.211	112.749	-73.374

INDIVIDUAL FILE FORCE COMPONENTS TO CHECK SUM OF FORCES ALONG AXES

FILE NO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	192.9008	-583.5973	34.4725	575.1423	245.1402	929.1525
2	-6.7920	-991.4619	38.9847	-161.2491	54.7846	1358.8330
3	171.2923	-563.4037	34.4725	-801.2589	-191.8914	830.0132
4	2.4908	-1661.2050	376.8918	1560.0440	6.5282	18.1721
5	-6.7920	-956.2599	33.0656	-138.7048	.2061	-29.2139
6	-12.9881	-178.3028	11.6725	-439.0229	25.2560	-55.0901
7	59.1328	-713.6581	46.6718	728.7061	-10.4847	-1077.4070
8	144.6071	-611.9304	22.8814	-87.6098	-54.8578	-922.9337
9	56.1486	-940.1812	.8873	-1236.0470	-74.6813	-1551.5250
TOTAL =	600.0001	-7200.0000	599.9999	.0002	.0000	-499.9993
(600.000)	(-7200.000)	(600.000)	(.000)	(.000)	(-500.000)

GAMBAR E18-8b

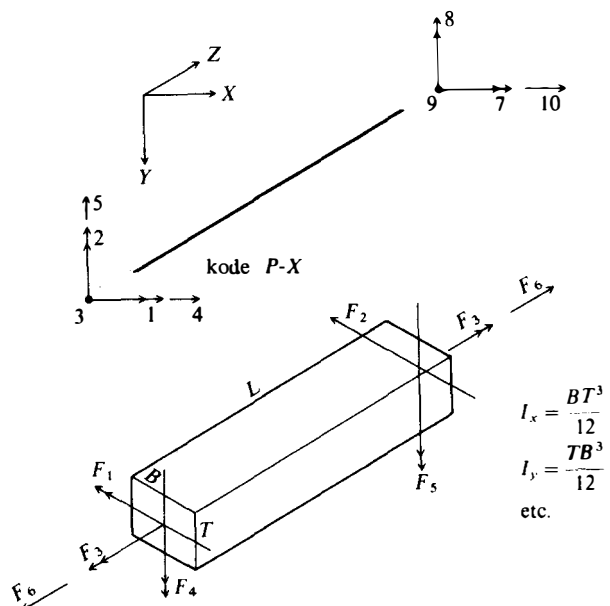
5. Buatlah matriks (ASAT) kekakuan untuk tiap tiang-pancang dan tambahkan entri pada ASAT sungkup dengan menggunakan efek-efek superposisi. Sama seperti untuk menambah gaya pegas tanah pada titik buhul. Di sini matriks kekakuan tiang-pancang merupakan susunan "pegas" yang ditambahkan pada entri kekakuan sungkup yang sesuai.
6. Balik (atau kurangi susunan) matriks kekakuan, cari momen-momen dan geseran-geseran pada titik buhul.
7. Dengan menggunakan "kelompok" tiang-pancang subrutin, hitung gaya-gaya kepala tiang-pancang. Perhatikan syarat-syarat berikut ini:
 - a. Syarat-syarat X , Y , Z di pojok kiri bawah matriks A tiang-pancang pada Tabel 18-2 tidak digunakan dalam menyusun ASAT tiang-pancang untuk menambah ASAT sungkup karena posisi titik buhul secara otomatis memasukkan efek-efek koordinat X dan Z . Hal ini mengakibatkan ASAT tiang pancang simetris sehingga matriks sungkup global akan tetap simetris dan dapat disatukan.
 - b. Pada saat menghitung statika tiang-pancang, kita harus menggunakan matriks A pada Tabel 18-2 seluruhnya.

Gambar 18-12 menggambarkan kasus tentang enam titik buhul dof dan gaya-gaya yang pada elemen balok-kolom (beam-column element). Perlu diingat bahwa AE/L untuk kompresi dan pelenturan (bending) aksial pada sumbu Y tidak dipergunakan untuk mendesain sungkup tetapi diperlukan untuk memungkinkan pembebanan pada ke enam titik buhul.

Seperti yang telah diuraikan di depan, program FEM (atau rakit) bisa dipakai hanya untuk tiang-tiang pancang vertikal dan beban-beban sungkup vertikal pada 3 dof. Jika sungkup-sungkup tiang-pancang dibebani dengan beban-beban vertikal dan horisontal dan momen-momen pada satu sumbu atau lebih dan dengan beban horisontal dan/atau momen-momen, maka diperlukan penyelesaian dengan 6 dof.

GAMBAR 18-12

Pemberian kode $P-X$ dengan elemen kisi terbatas yang khusus (typical finite grid element) untuk momen titik buhul dan elemen dan gaya aksial (F_6). Pemberian tanda untuk momen berpedoman pada sebelah kanan penggaris. Cara pemberian kode lainnya biasa dipakai, tetapi pemberian kode di atas sesuai dengan program penulis. [Bowles (1983)].



$P \backslash F$	1	2	3	4	5	6
1	$-B$		E			
2	$-E$		$-B$			
3				1,0		
4				C	C	E
5				D	D	$-B$
6	$1/L$	$1/L$				
7						

$A =$

$E = \sin \beta$

$B = \cos \beta$

$C = \frac{\cos \beta}{L}$

$D = \frac{\sin \beta}{L}$

GAMBAR 18-13. Matriks A parsial dengan memakai Gambar 18-12. Nilai-nilai paling ujung (7-12) didapatkan dengan menggunakan keseimbangan titik buhul dan gaya-gaya elemen. Kotak-kotak kosong bernilai 0,0 ([Bowles (1983)]).

Gambar 18-13 adalah bagian matriks A untuk 6 dof yang sudah diperiksa dan diperbaiki. Sisanya bisa dicari dengan cara yang sama dengan menggunakan gaya-gaya elemen yang diterapkan pada titik buhul dengan cara yang sama pada kasus 3 dof. Matriks S untuk 6 dof yang lengkap untuk elemen sungkup diberikan dalam Gambar 18-14.

Penyelesaian untuk sejumlah kasus sungkup tiang-pancang yang dilakukan oleh penulis menunjukkan bahwa (dan bergantung pada jarak antara tiang-pancang s) suatu sungkup yang sangat tebal sering kali diperlukan untuk menghasilkan sungkup yang "kaku".

Suatu daftar program komputer tidak bisa diberikan karena lebih dari 1000 baris kode akan memerlukan banyak tempat. Namun program ini didaftar sebagai program B-28 dalam Lampiran B.

Sepengetahuan penulis belum ada prosedur rasional umum yang dapat digunakan untuk menganalisis/mendesain secara struktural sungkup tiang-pancang dengan menyertakan fleksibilitas sungkup (dan tiang-tiang pancang). Tampaknya laporan CDF (1984, halaman 33) dalam penelitian literatur juga tidak menemukan alternatif lain.

$F \backslash E$	1	2	3	4	5	6
1	A'	$A'/2$				
2	$A'/2$	A'				
3			D			
4				B	$B/2$	
5				$B/2$	B	
6						C

$S =$

$A' = 4EI_1/L$

$B = 4EI_2/L$

$C = AE/L$

$D = \Omega G'J/L$

E = modulus elastisitas sungkup

G = modulus geser sungkup

I_1 = momen inersia elemen pada sumbu horisontal

I_2 = momen inersia elemen pada sumbu vertikal

J = momen inersia polar (untuk bentuk empat persegi panjang)

A = penampang lintang daerah elemen.

L = panjang elemen

Ω = faktor pengatur torsi (torsion adjustment factor) bergantung pada rasio lebar/ketebalan elemen. Saat ini $\Omega = 0,75 B/t \leq 1,1$.

GAMBAR 18-14. Matriks elemen S lengkap untuk elemen 6 dof. Hanya nilai-nilai bukan nol yang ditunjukkan. [setelah Bowles (1983)].

SOAL-SOAL

- 18-1. Hitunglah kapasitas grup Q_a yang diizinkan dengan memakai $SF = 3$ untuk enam kelompok tiang pancang pada Gambar 28-1a dengan menggunakan persamaan Converse Labarre dan bandingkan dengan rekomendasi dari CDF. Dengan data-data sebagai berikut: $s = 1$ m, panjang tiang-pancang $L = 25$ m, dan $D = 400$ mm. Tiang-tiang-pancang berada pada pasir agak kasar (medium coarse sand) dengan kapasitas tiang-pancang tunggal sebesar 1000 kN.
- 18-2. Gunakan data pada Soal 18-1, tiang-pancang dianggap berada pada tanah kohesif dengan $s_u = 75$ kPa. Gunakan metode pada Bab 16 dengan nilai API dari Gambar 16-15 untuk menghitung kapasitas tiang-pancang ultimat. Dengan data-data ini perkirakan kapasitas grup. Apa yang disajikan oleh persamaan Converse-Labarre untuk kapasitas grup. Gunakan $SF = 3$ seperti pada Soal 18-1 untuk mendapatkan desain kapasitas grup Q_a .
- 18-3. Sebuah tiang-pancang kelompok terdiri dari tiga tiang-pancang seperti dalam Gambar 18-1a. Tiang-pancang adalah HP 14 \times 73 yang digunakan sebagai tiang-pancang gesekan. Kelompok tersebut dipengaruhi oleh beban aksial sebesar 375 kips. Jarak tiang-pancang terhadap satu sama lain adalah 2,5 kaki. Ambil $\mu = 0,40$ dan kondisi-kondisi kasus 2.
- Hitunglah tegangan, dengan menggunakan Tabel 18-1, di dalam tanah di pusat kelompok 6 kaki di bawah alas tiang-pancang, yang panjangnya 60 kaki.
 - Hitunglah tegangan 6 kaki di bawah salah satu dari tiang-pancang tersebut.
Jawaban: 0,16 ksf.
 - Bandingkan tegangan di dalam (a) dan (b) dengan tegangan yang didapatkan dengan menggunakan teori Boussinesq dari Bab 5.
 - Bandingkan tegangan-tegangan dari (a) dan (b) dengan tegangan yang didapatkan dari metode yang diperlihatkan di dalam Gambar 18-4a dan b.
- 18-4. Sebuah lapisan lempung yang tebalnya 15 kaki ditempatkan 10 kaki di bawah tiang-pancang kelompok dari Soal 18-3. Tanah yang menutupi bagian atas lempung terdiri dari bahan berpasir dengan berat satuan sebesar 115 pcf untuk puncak yang terdekat 12 kaki dan berat satuan apung sebesar 55 pcf ke lapisan tanah lempung. Berat satuan lempung adalah 122,4 pcf dengan $w_N = 28,5$ $w_L = 36,2$ dan $w_p = 17,4$ persen. Hitunglah penurunan konsolidasi yang diharapkan dari tiang-pancang kelompok. *Petunjuk:* Anggaplah $G_s = 2,70$ untuk lempung dan gunakan satu dari persamaan korelasi dari Bab 2 untuk C_c .
- 18-5. Sebuah tiang-pancang kelompok terdiri dari sembilan tiang-pancang seperti dalam Gambar 18-1a. Tiang-pancang tersebut adalah tiang-pancang beton berukuran 300 mm persegi. $E_c = 26500$ MPa. Panjang tiang-pancang adalah 20 m. Beban kekelompok ultimat $Q_{ult} = 10800$ kN. Tanah tersebut mempunyai kekuatan geser tak tersalur $c = 60$ kPa pada -3 m sampai 90 kPa pada -40 m. Bidang batas air jenuh berada pada elevasi -5 m. Sungkup dituangkan pada tanah. C_c pada elevasi -15 m adalah 0,45. Berat satuan jenuh adalah 17,53 kN/m³. Perkirakanlah penurunan kelompok total dan α_c yang digunakan dalam persamaan untuk mendapatkan L .
- 18-6. Kerjakan kembali Contoh 18-3 untuk suatu pertambahan linier dalam gesekan kulit.
Jawaban: $\cong 19,2$ kPa.
- 18-7. Perkirakan penurunan yang disebabkan oleh gesekan kulit negatif dari Contoh 18-4.
- 18-8. Berapakah tebalnya urugan yang akan menghitung penurunan yang diukur dari Contoh 18-4?
- 18-9. Tiang-pancang dari Soal 18-5 diperkirakan berada dalam keadaan sejajar dengan tanah. Luas tutup (sungkup penutup) adalah 2 m \times 2 m. Modulus bagian di bawah

tanah berada pada reaksi 9500 kN/m^3 . Perkirakanlah modulus tanah ekuivalen k'_s untuk noda tiang-pancang yang juga besar noda adalah $K = a \times b \times k'_s$.

Jawaban: Kira-kira $46\,250 \text{ kN/m}^3$ dengan menggunakan $\alpha' = 2,0$.

- 18-10. Anggaplah dalam Contoh 18-6 bahwa panjang tiang-pancang adalah 6 m dan kondisi-kondisi lain adalah sama. Berapakah gesekan kulit negatif? Anggaplah bahwa tiang-pancang diurug dengan beton yang mempunyai $f'_c = 35 \text{ MPa}$. Dapatkah tiang-pancang tiang-pancang tersebut memikul gesekan negatif ini?
- 18-11. Kerjakan kembali Contoh 18-7 jika seluruh tiang-pancang 7 dan 9 dalam keadaan vertikal (tegak lurus).
- 18-12. Kerjakan kembali Contoh 18-7 jika seluruh tiang-pancang 7, 8, dan 9 dipukul-pukul pada 4:1 dan tiang-pancang 7 dan 9 dicondongkan seperti di dalam contoh. Seluruh arah dipukul dengan melihat seperti dalam contoh.
- 18-13. Terangkanlah ke empat konstanta tiang-pancang tersebut dari Gambar 16-21a dan b.
- 18-14. Kerjakan kembali Contoh 18-7 dengan menggunakan perkiraan anda mengenai besarnya α atau ψ dalam konstanta-konstanta $C(I, 1)$ dan $C(I, 4)$.
- 18-15. Bentuk sisa dari matriks A pada Gambar 18-13. Berapakah banyaknya entri keakuan yang dihasilkan $EASA^T$ untuk setiap elemen?
- 18-16. Hitung beban-beban tiang-pancang pada Contoh 18-7 dengan menggunakan Persamaan (18-9) yang disesuaikan untuk momen pada sumbu Z . Bandingkan perhitungan beban tiang-pancang ini dengan output komputer dan beri komentar.

Jawab: $P_{maks} = 860$ (vs. $853,1$) dengan memakai $I_z = 11,76$.

BAB 19

PILAR YANG DIBOR ATAU KAISON

19-1 PENDAHULUAN

Pilar yang dibor (drilled pier) dibuat dengan cara membor sebuah lubang silindris hingga pada kedalaman yang diinginkan dan sesudah itu diisi dengan beton lubang silindris atau sumuran ini bisa berupa lubang lurus atau bagian dasarnya diperluas dengan cara *under-reaming* (penggerekkan dasar-lubang). Bagian struktural ini disebut juga

- (a) Sumuran yang dibor (drilled shaft).
- (b) Kaison yang digali (drilled caisson) atau sering hanya disebut kaison saja.
- (c) Tiang pancang yang dibor (bored pile) biasanya dibatasi $D > 760$ mm.

Jika bagian dasarnya diperluas, disebut juga

- (d) Pilar dengan dasar berbentuk lonceng (belled pier) atau kaison dengan dasar berbentuk lonceng (belled caisson).

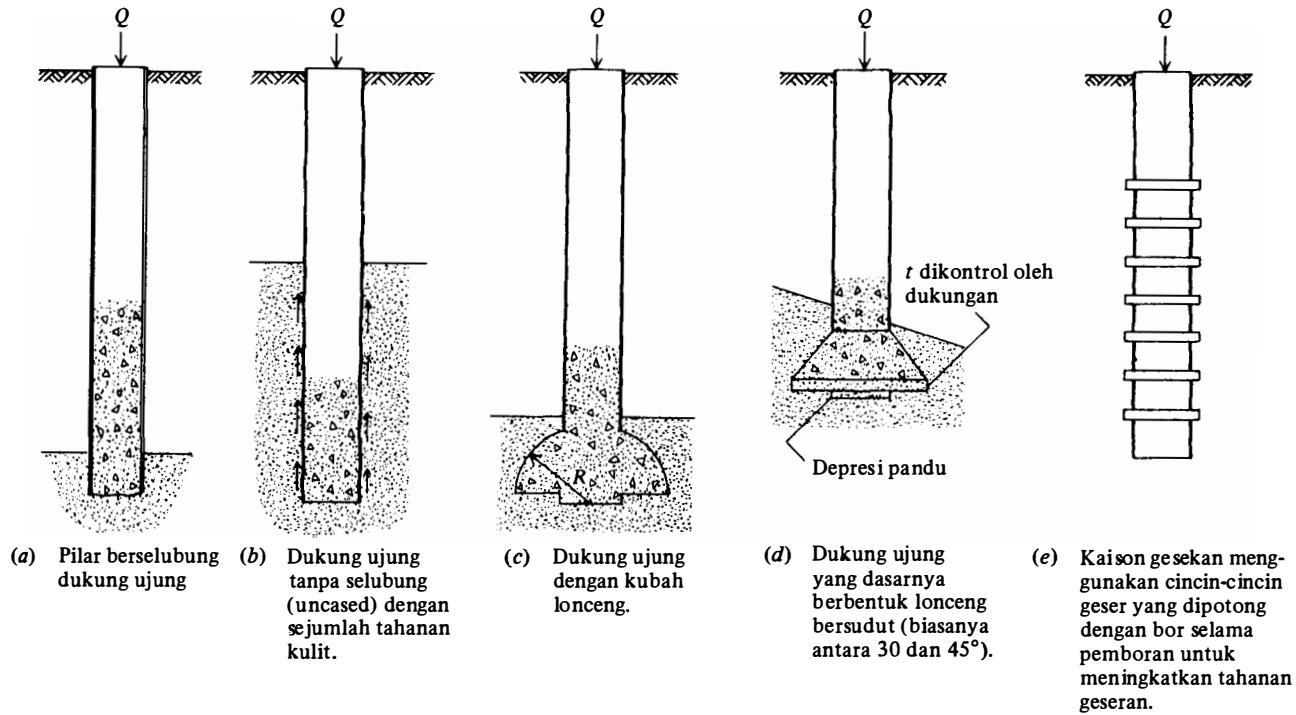
Macam-macam konfigurasi ini ditunjukkan dalam Gambar 19-1.

Istilah kaison juga dipakai untuk menggambarkan struktur berbentuk kotak besar yang dibuat terlebih dahulu yang bisa dibenamkan dalam tanah lunak atau air pada tempat proyek untuk penyediaan ruang kerja yang kering.

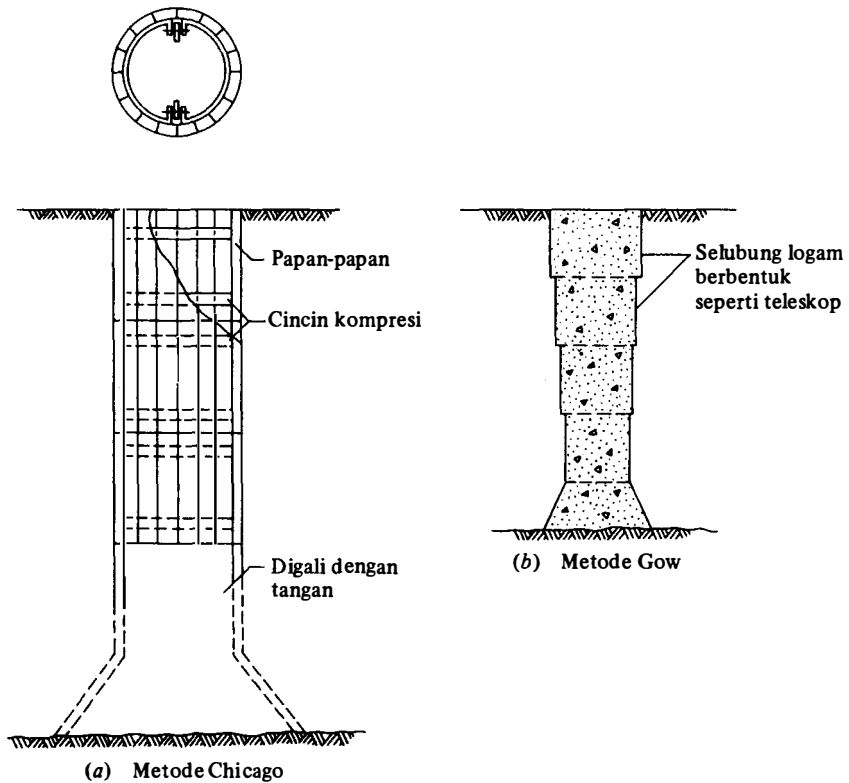
Bab ini hanya akan membahas tentang analisis dan desain pilar yang dibor.

19-2 METODE KONSTRUKSI MUTAKHIR

Pada awalnya pilar-pilar yang dibor dibangun dengan cara menggali sumuran (*shaft*) dan/atau bagian dasar yang berbentuk lonceng dengan tangan meskipun metode pengeboran yang memakai tenaga manusia atau kuda sudah dipakai pada awal tahun 1900. Yang termasuk metode kuno ini adalah metode -metode Chicago dan Gow seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 19-2. Pada metode Chicago, para pekerja menggali saluran berbentuk lingkaran hingga pada kedalaman yang diinginkan dan memasang cangkang silindris yang terbuat dari papan-papan vertikal atau papan yang ditahan dengan cincin-cincin kompresi pada bagian dalam. Penggalian dilanjutkan sampai ke kedalaman yang sama



GAMBAR 19-1. Konfigurasi pilar bor biasa.



GAMBAR 19-2. Metode-metode awal konstruksi kaison.

dengan panjang papan berikutnya dan pengikat papan berikutnya dipasang, demikian seterusnya hingga pada kedalaman sumuran yang diinginkan. Pengikat (tiers) dipasang dengan diameter yang tetap atau diperkecil sekitar 50 mm.

Metode Gow memakai serangkaian selubung (cangkang) metal berbentuk seperti teleskop, kecuali pada bagian-bagian yang berbentuk teleskop yang berkurang diameternya pada pengikat yang berurutan, pemasangannya sama seperti pada metode yang menggunakan acuan yang dipakai pada saat ini.

Bagian dasar sumuran bisa diperluas untuk perletakan (bearing) tambahan jika tanah bagian dasarnya tidak melekuk (yakni jika dibangun pada lempung tak retak yang agak kaku). Banyak pilar-pilar zaman dahulu yang didirikan di atas batuan.

Kerangka tulangan dimasukkan ke dalam sumuran dan kemudian sumuran diisi dengan beton, atau bisa juga sumuran diisi sebagian dengan beton dan kemudian kerangka tulangan dipasang. Kerangka tulangan adalah susunan kerangka bertulang yang diikat dengan kawat pada jarak tertentu dan dengan pengikat jarak secara vertikal. Kerangka ini bisa berbentuk persegi atau bulat, yang hanya dipasang di bagian atas karena momen-momen yang didukung oleh sumuran dan yang menyebar ke bawah sehingga pada panjang sekitar $L/2$ beban sumuran yang utama adalah beban aksial. Pada kedalaman ini temperatur tidak banyak berubah sehingga tidak diperlukan baja T & S.

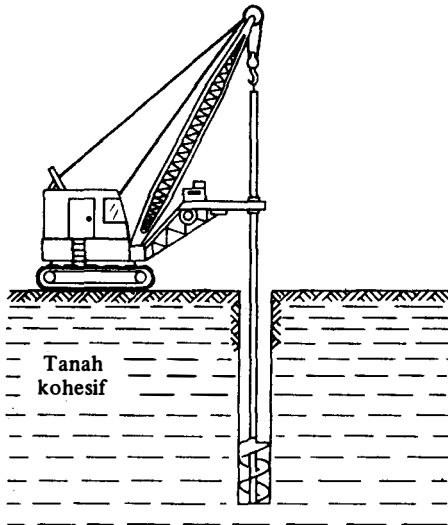
Penahan sumuran pada metode Chicago dan Gow biasanya dibiarkan dalam sumuran karena pilarnya tidak bergantung pada gesekan sumuran, dan lagi penahan-penahan tersebut tidak mudah dilepas setelah beton dicor.

Upah buruh dan biaya ganti asuransi kecelakaan menyebabkan mesin penggali dipakai secara meluas sebagai ganti dari penggalian yang dilakukan dengan tenaga manusia. Pada

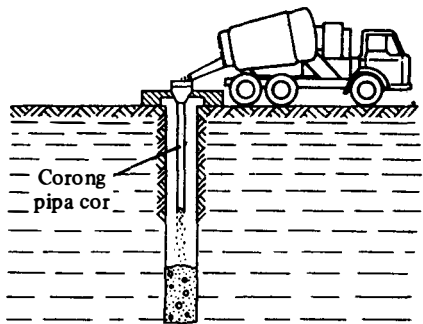
saat ini ada tiga metode dasar (variabel-variabel tempat proyek mungkin juga memerlukan perpaduan beberapa metode).

1. **METODE KERING.** Rangkaian pembuatannya seperti pada Gambar 19-3. Pertama-tama sumuran digali (dan dasarnya dibentuk lonceng jika perlu). Kemudian sumuran diisi sebagian dengan beton seperti pada Gambar 19-3b dan kerangka tulangan dipasang dan setelah itu sumuran telah selesai dikerjakan. Harap diingat bahwa kerangka tulangan tidak boleh dimasukkan sampai mencapai dasar sumuran karena diperlukan pelindung beton minimum, tetapi kerangka tulangan boleh diperpanjang sampai hampir mendekati keda-

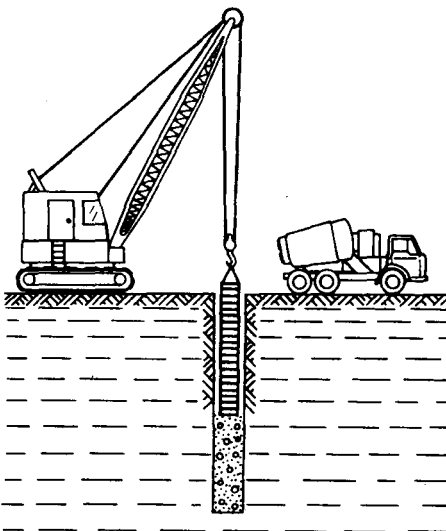
GAMBAR 19-3. Metode kering konstruksi pilar yang dibor.



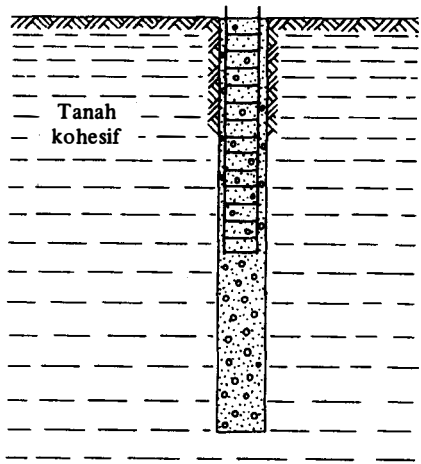
(a) Bor sumuran sampai pada kedalaman yang dibutuhkan.



(b) Masukkan beton melalui corong pipa-cor (tremie) (dan pakai free fall terbatas).



(c) Tarik corong pipa-cor dan pasang kerangka tulangan sampai pada kedalaman yang dibutuhkan.



(d) Sumuran yang sudah selesai dikerjakan.

lahan penuh daripada hanya mencapai kira-kira setengahnya saja seperti yang ditunjukkan di sini.

Metode ini membutuhkan tanah tempat proyek yang tak berlekuk (kohesif) dan permukaan air berada di bawah dasar sumuran atau jika permeabilitasnya cukup rendah, sumuran bisa digali (mungkin juga dipompa) dan di beton sebelum sumuran terisi air cukup banyak sehingga bisa mempengaruhi kekuatan beton.

2. METODE ACUAN. Metode ini telah diuraikan pada Gambar 19-4. Acuan dipakai pada tempat-tempat proyek yang mungkin terjadi lekukan atau deformasi lateral yang berlebihan terhadap rongga sumur (shaft cavity). Metode ini juga dipakai sebagai sambungan-perapat (seal) lubang terhadap masuknya air tanah tetapi hal ini membutuhkan lapisan tanah yang tidak bisa ditembus (kedap) air di bawah daerah lekukan tempat acuan bisa dipasang (disok). Perlu kita ingat bahwa sebelum casing dimasukkan, suatu adonan spesi encer (slurry) digunakan untuk mempertahankan lubang. Setelah acuan dipasang, adonan dikeluarkan dan sumur diperdalam hingga pada kedalaman yang diperlukan dalam keadaan kering. Bergantung pada kebutuhan site dan proyek, sumuran di bawah acuan akan dikurangi paling tidak sampai pada ID acuan—kadang-kadang 25 sampai 50 mm kurangnya untuk jarak ruang bor tanah (auger) yang lebih baik.

Acuan bisa saja ditinggalkan dalam sumuran atau bisa juga dikeluarkan. Jika dibiarkan di tempat, maka ruangan melingkar antara OD acuan dan tanah (yang diisi dengan adonan atau lumpur hasil pengeboran) diganti dengan adukan-encer (grout) yang diinjeksikan dengan tekanan. Adukan encer adalah campuran semen dan dengan cara menyisipkan pipa pada dasar adonan dan memompakan grout maka adonan akan dipindahkan ke atas puncak sehingga rongga tersebut diisi dengan adukan encer.

Sebagai kemungkinan lain, acuan bisa diangkat secara hati-hati untuk memastikan bahwa

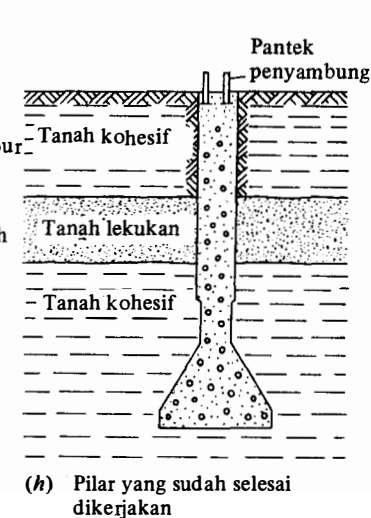
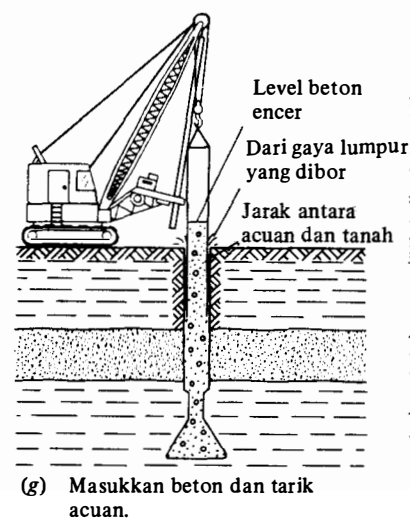
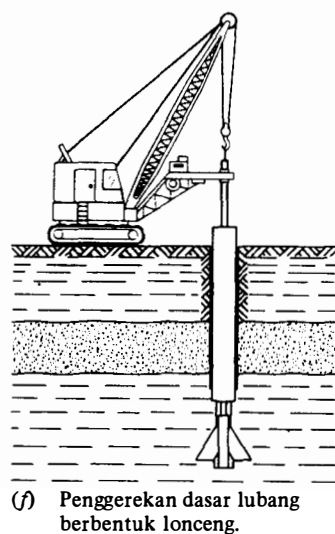
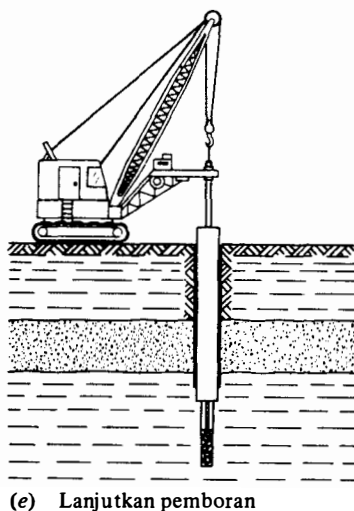
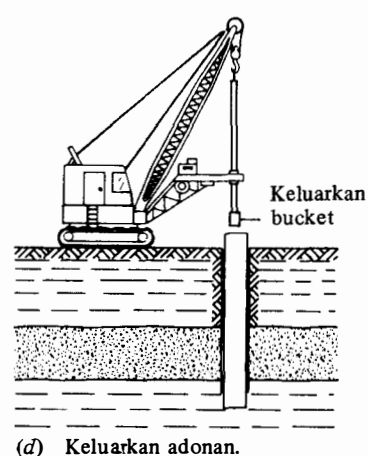
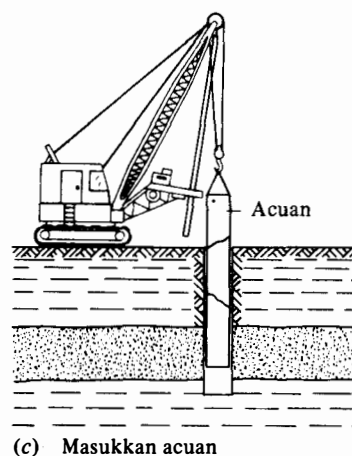
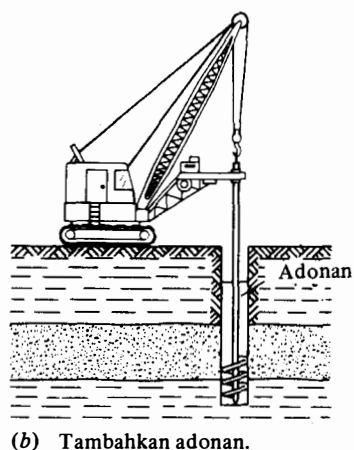
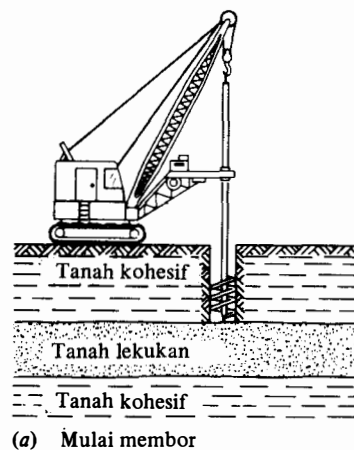
- (a) beton di dalam acuan tetap dalam keadaan encer
- (b) "kepala" beton selalu lebih besar daripada kepala adonan sehingga beton yang menggantikan adonan bukan sebaliknya.

Penarikan acuan dapat mengakibatkan daerah puncak sumuran menjadi oversize (berlebihan)—bergantung pada kesesuaian antara OD acuan dan ID sumuran permulaan. Oversize ini jarang terjadi tetapi perlu diketahui sehingga volume total sumuran bisa dibandingkan dengan volume beton yang dipakai untuk meyakinkan bahwa sumuran tidak berisikan rongga-rongga yang tidak disengaja.

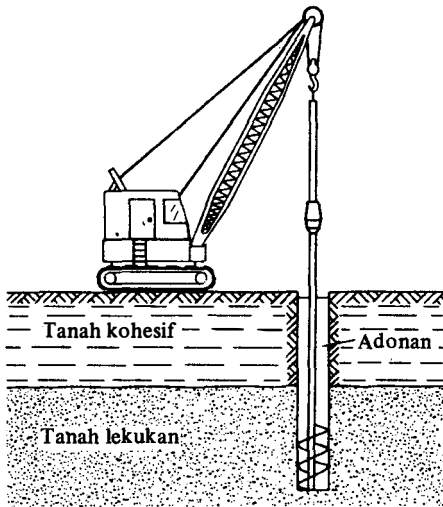
3. METODE ADONAN. Metode ini bisa diterapkan pada semua keadaan yang membutuhkan acuan. Hal ini diperlukan jika tidak mungkin mendapatkan penahan air (water seal) yang sesuai dengan acuan untuk menjaga agar air tidak masuk ke dalam rongga sumuran (shaft cavity). Langkah-langkah metode ini diuraikan dalam Gambar 19-5. Perlu diingat bahwa dalam metode ini diperlukan adanya "kepala" adonan (slurry head) yang cukup (atau kepadatan adonan yang dapat ditingkatkan menurut kebutuhan) sehingga tekanan di bagian dalam akan lebih besar dari tekanan GWT atau kecenderungan tanah untuk berlekuk. Banyak pertimbangan-pertimbangan konstruksi parit adonan yang dibahas dalam Bab 14-9 yang bisa diterapkan di sini.

Bentonit adalah bahan yang paling sering dipakai sebagai campuran dengan air untuk membuat adonan ("adonan bentonit"). Beberapa percobaan diperlukan untuk memenuhi persentase optimum tempat proyek tetapi dalam jumlah yang berkisar antara 4 sampai 6% dari berat biasanya sudah cukup memadai.

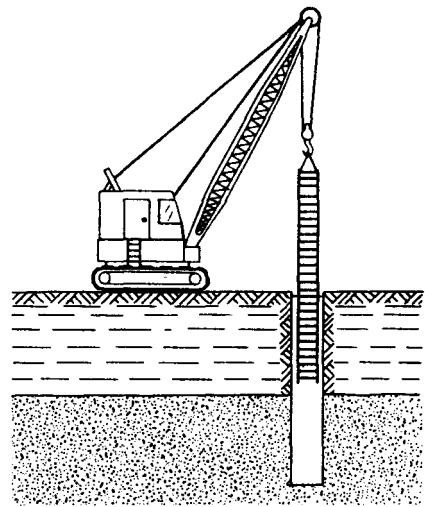
Bentonit harus dicampur merata dengan air sehingga campurannya tidak menggumpal. Adonan seharusnya mampu membentuk lapisan penyaring (filter cake) pada dinding



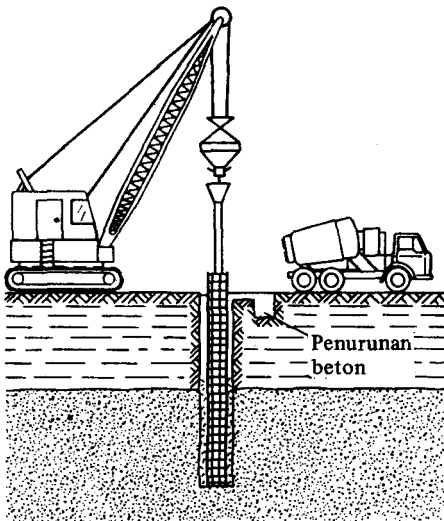
GAMBAR 19.4. Metode acuan konstruksi pilar yang dibor.



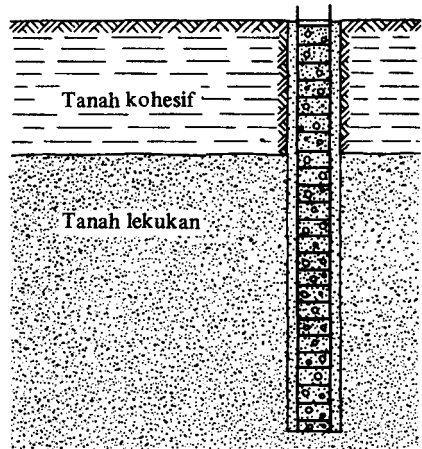
(a) Bor sampai tanah lekatan, dan tambahkan adonan seperlunya untuk head yang memadai dan hingga pada kedalaman yang dibutuhkan.



(b) Tarik bor dan masukkan kerangka tulangan.



(c) Pasang corong pipa-cor. Penampang adonan yang dipindahkan ke dalam parit pengendap.



(d) Sumuran yang sudah selesai dikerjakan.

GAMBAR 19-5. Metode adonan untuk konstruksi pilar yang dibor.

sumuran dan mengikat partikel-partikel galian yang terkecil (kira-kira di bawah 6 mm) dalam suspensi. Sering kali jika tanah setempat sangat pekat, tanah ini bisa dipakai sebagai campuran untuk mendapatkan adonan yang cukup memadai. Sumuran biasanya tidak digerek dasar lubangnya untuk pembentukan kubah lonceng karena hal ini mengakibatkan galian yang tidak terkonsolidasi di bagian dasar yang juga bisa menimbulkan masalah karena adonan terperangkap di antara dasar beton dan atap kubah lonceng.

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam memakai metode ini adalah

- (a) Jangan membiarkan adonan terlalu lama dalam sumuran sehingga akan terbentuk lapisan penyaring yang terlalu tebal pada dinding sumuran karena lapisan yang tebal sukar untuk digeser oleh beton selama pengisian sumuran.
- (b) memompa adonan keluar dan partikel-partikel yang lebih besar dalam suspensi dipisahkan dengan memakai adonan "conditioned" yang dikembalikan lagi ke dalam sumuran sebelum di beton.
- (c) hati-hati sewaktu menggali lempung melalui adonan, sehingga penarikan kepingan yang besar tidak menyebabkan tekanan atau pengisapan pori negatif yang bisa meruntuhkan sebagian dari sumuran.

Setelah sumuran selesai digali, tulangan kerangka dimasukkan ke dalam sumuran dan sebuah corong pipa-cor (tremie) dipasang (urutan ini perlu diperhatikan sehingga corong pipa-cor tidak perlu ditarik sewaktu akan memasang kerangka (cage) dan lalu dipasang kembali—yang pasti akan mengakibatkan terputusnya pembentukan lapisan adonan dalam sumuran). Beton dipompa dengan hati-hati sehingga corong pipa-cor selalu terendam dalam beton sehingga hanya ada sedikit daerah permukaan yang terbuka dan yang terkontaminasi oleh adonan. Beton tampaknya cukup mampu menggantikan partikel-partikel adonan dari kerangka tulangan, sehingga akan terjadi ikatan yang baik, dan seperti yang telah ditulis di depan, jika sumuran tidak terlalu lama terbuka, lapisan penyaring bisa juga dipindahkan.

19-3 PEMAKAIAN PILAR YANG DIBOR

Pilar-pilar yang dibor bisa dipakai pada hampir semua kasus yang memerlukan pondasi-pondasi tiang-pancang. Jika tanah tempat proyek memerlukan pemakaian pondasi dalam, seseorang perlu mengadakan analisis perbandingan untuk menentukan mana yang lebih ekonomis antara tiang-tiang pancang atau pilar-pilar yang dibor.

Pilar yang dibor mempunyai kelebihan-kelebihan sebagai berikut:

- (a) Eliminasi sungkup tiang-pancang (pile caps) seperti pantek-pantek penyambung (dowels) bisa dipasang dalam beton basah pada tempat yang diperlukan dalam rencana (meskipun pusat pilar agak tidak ditempatkan-segaris (misaligned) sebagai sambungan langsung untuk kolom.
- (b) Memerlukan lebih sedikit pilar yang dibor yang berdiameter besar.
- (c) Meniadakan cukup banyak getaran (vibrasi) dan suara gaduh yang biasanya merupakan akibat dari pendorongan tiang-pancang.
- (d) Bisa menembus tanah berangkal yang dapat mengakibatkan tiang-tiang pancang yang didorong bisa bengkok. Berangkal yang berukuran kurang dari sepertiga diameter sumuran bisa langsung dipindahkan. Berangkal lainnya bisa dihancurkan dengan alat khusus atau acuan sementara bisa dipasang sebagai jalan masuk untuk penggalian dengan tangan dan penghancuran batuan yang lebih besar.
- (e) Lebih mudah memperluas bagian puncak sumuran pilar sehingga memungkinkan momen-momen lentur yang lebih besar.
- (f) Hampir semua sumuran dengan diameter yang berkisar antara 0,5 sampai dengan 3,5 m bisa dibuat.
- (g) Sumuran yang berdiameter lebih besar memungkinkan pemeriksaan langsung kapasitas dukung dan tanah pada dasar sumuran.

Beberapa kelemahan pilar yang dibor:

- (a) Tidak bisa dipakai jika lapisan pendukung (bearing stratum) yang sesuai tidak cukup dekat dengan permukaan tanah (dengan menganggap bahwa tanah pada lapisan yang kompeten (mampu) tidak dapat diandalkan untuk tahanan kulit).

- (b) Keadaan cuaca yang buruk dapat mempersulit pengeboran dan/atau pembetonan.
- (c) Akan terjadi tanah runtuh (*ground loss*) jika tindakan pencegahan tidak dilakukan.
- (d) Pembuangan tanah dari bor ("kotoran") dan pembuangan adonan jika ini yang dipakai.

19-4 PERTIMBANGAN YANG BERGUNA UNTUK PILAR YANG DIBOR

Ada beberapa pertimbangan penting yang berguna dalam konstruksi pilar yang dibor yaitu meliputi penjajaran sumuran (*shaft alignment*), pembuangan adonan, pemeriksaan kualitas beton, penggerekkan dasar-lubang, dan tanah runtuh.

Penjajaran Sumuran

Cukup sulit untuk menjajarkan pilar yang dibor secara tepat dalam denah atau potongan. Jika lokasi denah berkisar pada 150 mm biasanya cukup memuaskan. Salah penjajaran akan membutuhkan penyesuaian desain untuk momen tambahan yang merupakan akibat dari eksentrisitas beban desain.

Salah penjajaran vertikal maksimum yang diusulkan oleh ACI Committee 336 adalah sebagai berikut:

Kategori A: Sumuran tanpa penulangan yang diperpanjang melalui material yang memberikan peregang lateral yang minimal—tidak lebih dari $0,125 \times$ diameter.

Kategori B: Sama seperti di atas, tetapi tanahnya mampu untuk peregang lateral—tidak lebih dari $0,015 \times$ panjang sumuran.

Kategori C: Sumuran beton bertulang—ditentukan pada dasar site (tempat proyek) oleh insinyur proyek.

Pembuangan Adonan

Pembuangan adonan selalu menjadi masalah. Orang harus menyediakan satu (atau beberapa) tangki penyimpanan yang besar di tempat proyek sebagai tempat penyimpanan sementara sehingga adonan bisa dikondisikan kembali dan dipakai lagi untuk menghemat penggunaannya. Atau dapat juga membuat parit penyimpan untuk maksud yang sama. Namun pada akhirnya, residu yang tersisa harus diangkut ke tempat pembuangan.

Kontrol Kualitas Beton

Seringkali beton diatur berkisar antara 28 sampai 35 MPa untuk mengurangi diameter sumuran. Penurunan beton berkisar antara 5 sampai 6 inci (125 sampai 150 mm). Sebagian orang menyarankan penurunan beton antara 5 sampai 10 inci, tetapi harus diperiksa apakah kekuatan yang memadai (dan layak) bisa dipenuhi oleh penurunan tersebut di atas 150 mm. Penurunan beton yang lebih tinggi mungkin dalam konstruksi adonan daripada pilar-pilar yang acuan atau tak-acuan. Penambahan plastisator bisa untuk meningkatkan kemampuan mengalir (*flowability*) (penyebab penurunan beton yang besar). Ini sesuai untuk metode kering atau dengan acuan. Pemakaian plastisator dalam metode adonan bisa merupakan solusi yang baik, tetapi harus ada ketentuan yang pasti bahwa tidak akan terjadi reaksi kimia yang merusak unsur-unsur adonan.

Untuk menjamin kontinuitas sumuran, volume sumuran dan beton sebaiknya diperbandingkan untuk tiap-tiap pilar. Ada beberapa prosedur khusus untuk mengukur kontinuitas sumuran (dan kualitas, misalnya, untuk rongga-rongga) di mana diduga ada sumuran yang defektif (kurang sempurna) [lihat Olson dan Thompson (1985)] tetapi beton telah

mengeras. Terkadang dilakukan pengambilan teras berdiameter kecil dari sumuran yang dicurigai tersebut.

Silinder uji secara rutin mencatat kekuatan beton yang dipakai. Aspek ini umumnya diatur oleh insinyur proyek dengan memakai pedoman ACI.

Penggerekan dasar-lubang

Penggerekan dasar-lubang atau belling (pembuatan dasar berbentuk lonceng) bisa dilakukan pada tanah-tanah tak-berlekuk dengan memperluas dasar untuk menambah kapasitas dukung tempat dasar pondasi didirikan pada tanah. Untuk dasar-dasar pondasi pada batuan, kapasitas dukung batuan seringkali paling tidak sama besar dengan kapasitas dukung sumuran dengan berpedoman pada f'_c beton.

Belling mengakibatkan hasil galian yang tidak terkonsolidasi pada tanah dasar. Sebagian diisolasi menjadi tumpuan alat gerak (depresi pandu/pilot depression pada Gambar 19-1d). Bisa juga acuan sementara dipasang dan seorang pengawas diturunkan ke dasar untuk menyingkirkan hasil galian dengan tangan dan memeriksa kekuatan tanah dengan penetrometer saku.

Dasar yang berbentuk lonceng (bells) ini dapat diperluas sampai empat kali diameter sumuran. Karena akan mendapat kesulitan dalam memasang kerangka, maka dasar yang diperluas ini jarang diberi tulangan. Dengan memakai kemiringan maksimum pada penggerekkan 45° , geseran aksi dua-arah sudah cukup memadai sehingga sumuran tidak "tertusuk" melalui kubah lonceng. Pelenturan diabaikan, karena lengkan momen sekitar $1,5D$ maksimum. Perlu diingat bahwa beton dimasukkan dalam keadaan encer sehingga beton mengalir menjadi tekanan kontak substansial (substantial pressure) terhadap tanah dengan kecepatan hidrostatik (hydrostatic head). Setelah perkerasan, tanah memberikan "confinement" (penahan) yang kuat untuk membantu bell (kubah lonceng) menahan lenturan dan gangguan pukulan.

Tanah Runtuh

Pada waktu sumuran dibor, hilangnya penahan lateral akan mengakibatkan tanah di sekeliling lubang akan menekannya, sehingga diameternya berkurang. Penekanan ini dapat mengakibatkan lendutan-pampat permukaan (surface subsidence) di sekitar lubang. Jumlahnya tentu saja sesuai dengan pengurangan volume lubang. Lukas dan Baker (1978) mengusulkan suatu metode yang tepat untuk menentukan apakah penekanan lubang akan menjadi suatu masalah bergantung pada perbandingan penekanan R_s yang merupakan (kebalikan dari perbandingan s_u/p'_o pada Pasal 2-11.9.

$$R_s = p'_o/s_u \quad (19-1)$$

di mana p'_o = tekanan beban-lebih efektif dan s_u = kekuatan geser tak-tersalur.

Jika $R_s < 6$ penekanan mungkin saja terjadi tetapi umumnya cukup lambat sehingga tidak ada konsekuensinya.

$R_s > 6$ penekanan hampir pasti terjadi dan jika pada orde 8 sampai 9 penekanan terjadi dengan cepat sewaktu lubang sedang digali.

Hasil perhitungan di atas berdasarkan pengalaman dengan lempung Chicago dan perbandingan tersebut berbeda untuk tiap-tiap lokasi yang berlainan.

Tanah runtuh dapat dikendalikan dengan cara sebagai berikut:

1. Penggalian sumuran dan pengisian beton yang cepat.
2. Penggunaan pelindung sumuran.
3. Pemakaian metode adonan.

Dua pilihan terakhir akan mempertinggi biaya proyek dan banyak kontraktor tidak suka memakai metode adonan karena masih harus membersihkan kotoran yang ditinggalkan.

19-5. ANALISIS DAN DESAIN PILAR YANG DIBOR

Pilar-pilar yang dibor dipakai untuk mendukung beban-beban kompresif. Pilar yang dibor juga dipakai untuk mendukung beban-beban tarikan—terutama di bawah menara listrik dan kaki-kaki menara antena. Pilar yang dilubangi dapat juga mendukung beban-beban lateral atau suatu kombinasi antara beban-beban vertikal dan lateral. Kasus beban tarikan pada tiang-tiang pancang dalam Pasal 16-13 bisa ditulis (di sini memakai Q sebagai ganti P) sebagai

$$Q_{ult} = \Sigma Q_{si} + Q_b + W \quad (19-2)$$

di mana ΣQ_{si} = jumlah keliling $\times f_s \times \Delta L$ dari beberapa (atau tunggal) elemen-elemen sumuran yang merupakan panjang total L .

Q_b = tahanan tarikan kubah lonceng dan/atau titik isap (point suction). Sama seperti pada tiang-tiang pancang, kontribusi titik hisap hanya sementara sehingga jarang dipakai.

W = berat pilar total termasuk sumuran dan bell (alas yang berbentuk lonceng).

Faktor-faktor keamanan yang berkisar antara 2 sampai 4 akan memberikan

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

atau, bisa juga,

$$Q_a = \frac{\Sigma Q_{si}}{SF_s} + \frac{Q_b}{SF_b} + \frac{W}{SF_w} \quad (19-2a)$$

Persamaan terakhir ini lebih baik karena kita bisa memakai $SF_s = 3$ atau 4 untuk komponen tahanan kulit karena ketidakpastian, $SF_b = 2$ sampai 5 pada bell jika Q_b dimasukkan dan SF_w sekitar 1,4 karena volume beton dan beban akibat berat pilar sudah diketahui. Desain struktural memerlukan tegangan beton yang diizinkan pada tarikan ditambah tegangan tarikan tulangan yang diizinkan yang cukup memadai untuk mendukung desain beban tarikan $Q_d \leq Q_a$.

Kapasitas Pilar dalam Kompresi

Kapasitas akhir sebuah pilar yang dibor (lihat Gambar 19-6) dalam kompresi adalah lebih kecil dari

$$Q_{ult} = \Sigma Q'_{si} + Q_p \quad (19-3a)$$

atau

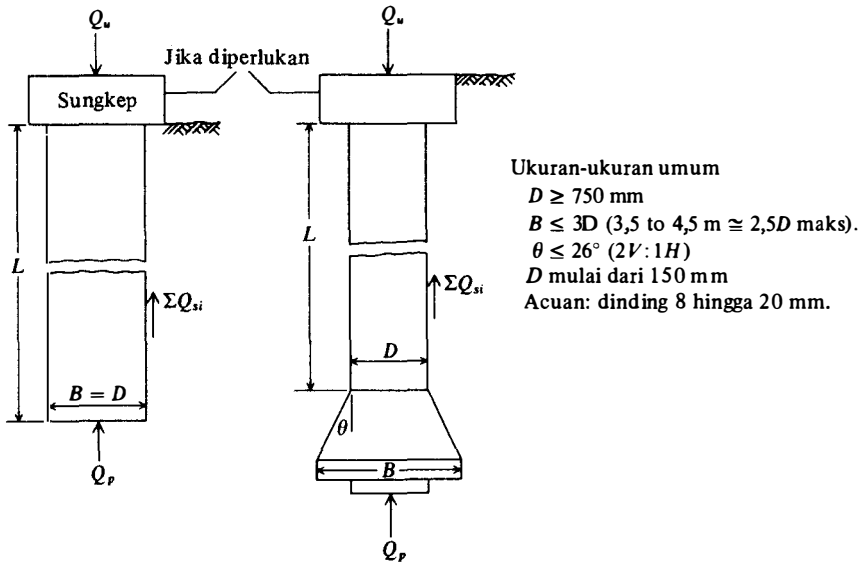
$$Q_{ult} = \Sigma Q_{si} + Q'_p \quad (19-3b)$$

di mana ΣQ_{si} = tahanan kulit akhir yang ditentukan dalam Persamaan (19-2).

$\Sigma Q'_{si}$ = tahanan kulit terbatas umumnya $< Q_{si}$

Q_p = titik dukung akhir.

Q'_p = titik dukung pada transisi antara tahanan kulit akhir ke yang terbatas biasanya $< Q_p$.

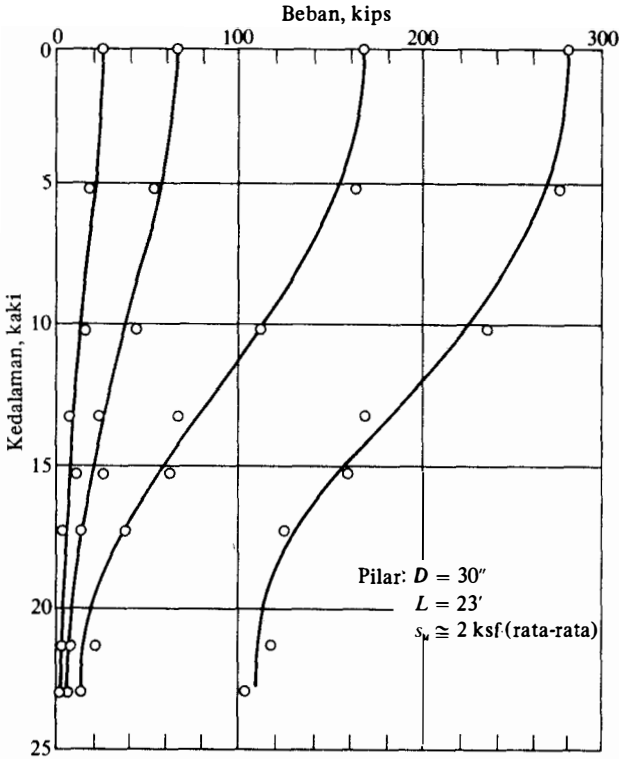


GAMBAR 19-6. Kapasitas sumuran-lurus dan kaison dengan dasar berbentuk loncong.

Persamaan (19-3) berdasarkan pada uji-beban baik pada tiang-tiang pancang maupun pilar yang dibor di mana tahanan kulit maksimum diakibatkan oleh gerakan-gerakan sumuran yang sangat kecil dengan order sekitar 3 sampai 10 mm. Perbandingan (ratio) gerakan-gerakan ini berkisar antara $0,002D$ sampai $0,01D$. Gerakan ini dibutuhkan untuk menghasilkan tahanan dukung akhir pada order $0,005B$ sampai $0,05B$ di mana $B = \text{diameter sumuran} = D$ untuk sumuran yang lurus. Pergeseran alas untuk menghasilkan tahanan titik maksimum lebih kecil pada pasir padat daripada lempung yang seringkali mendekati $0,003$ sampai $0,05B$.

Uji beban pada Gambar 19-7 menggambarkan perkembangan tahanan beban sebagai suatu kombinasi dari dua efek yang terpisah. Pilar berukuran 30 inci (diameter) \times 23 kaki (panjang) dipilih karena perkembangan kurva-kurva pemindahan beban yang jelas dan mendekati ideal. Hampir semua pengujian beban menunjukkan hasil-hasil yang sama tetapi kurang jelas. Di sini kita lihat.

1. Pada penambahan beban pertama kira-kira sebesar 25 kips menyebabkan bertambahnya tahanan kulit hampir di seluruh panjang sumuran. Kontribusi tahanan kulit Q_{si} untuk panjang segmen ΔL bisa didapatkan karena perbedaan beban sumuran pada puncak dan elemen dasar. Jumlah seluruh kontribusi Q_{si} untuk penambahan beban ini hanya sebesar beban $Q = 25$ kips.
2. Pada penambahan beban yang kedua kira-kira sebesar 64 kips, kurva transfer beban bergeser ke kanan tetapi kita melihat bahwa beban ujung dapat diabaikan.
3. Namun pada penambahan ketiga menghasilkan pergerakan rata-rata sumuran-tanah relatif yang memadai sehingga nilai "limiting" dicapai di sepanjang sumuran. Keadaan tanah ini analog dengan kekuatan tanah "residual" pada pengujian geseran langsung. Perlu diingat bahwa nilai "limiting" tidak konstan, dan hampir tidak ada tahanan kulit yang timbul pada puncak sumuran sejauh 5 kaki karena kurva transfer beban hampir vertikal sehingga beban aksial di puncak dan 5 kaki di bagian bawah sumuran nyaris sama. Tahanan kulit terbatas menjalar ke bawah sumur dan titik tersebut mendukung beban Q_p seperti yang ditentukan oleh Persamaan (19-3).



GAMBAR 19-7. Distribusi beban untuk pilar yang dibor. (Dari Reese dan O'Neill (1969))

4. Penambahan beban yang terakhir sampai sebesar 280 kips mengubah Q_{ult} pilar dan tahanan kulit (di sini hampir mendekati konstan karena kurva transfer beban yang sekarang dan yang terdahulu hampir paralel) menjadi $\Sigma Q'_{si}$ dan titik tersebut menjadikan nilai akhir $Q_p > Q'_p$ (dengan melihat kurva).

Dengan mengingat tingkat-tingkat beban dan melihat lagi Gambar 19-7, kita bisa menentukan:

$$Q_{ult} = 280 \text{ kips}$$

$Q_p = 110$ kips dibaca langsung pada kurva transfer beban pada level ujung yang komponen tahanan kulitnya dihitung sebagai

$$\Sigma Q'_{si} = 280 - 110 = 170 \text{ kips}$$

Karena s_u pilar di kedalaman 23 kaki sebesar 2 ksf, kita bisa menghitung koefisien sebagai berikut

$$\alpha = \frac{\Sigma Q'_{si}}{L \times \pi \times s_u} = \frac{170}{23 \times \pi \times 2,5 \times 2} = 0,47$$

namun kita mungkin seharusnya memakai panjang $L = 23 - 5 = 18$ kaki (dan $\alpha = 0,60$) karena tahanan kulit sumuran di bagian atas sepanjang 5 kaki dapat diabaikan pada beban akhir.

Jika beban pilar ditingkatkan menjadi 350 kips atau lebih, kita bisa memperkirakan bahwa kurva transfer beban akan menjadi vertikal pada kedalaman yang lebih besar dan titik beban akan meningkat bersamaan dengan bertambahnya penurunan.

Dari gambaran kejadian-kejadian dalam uji beban bersama-sama dengan Persamaan (19-3a) dan (19-3b), kita bisa melihat bahwa memperkirakan kapasitas pilar yang dibor—terutama tanpa suatu pedoman uji beban—bukanlah hal yang mudah meskipun memakai persamaan-persamaan yang bentuknya relatif sederhana. Ternyata jika nilai akhir tahanan kulit dan titik dukung terjadi dengan jumlah yang hampir sama dengan pergeseran, masalahnya akan menjadi lebih mudah.

Karena kapasitas beban maksimum sumuran dan titik tidak berkembang secara bersamaan, banyak pelaksana (developer) hanya memakai titik dukung atau tahanan kulit saja daripada kombinasi keduanya. Hal tersebut biasa dilakukan di Amerika Serikat (dan tidak terlalu konservatif jika ujung didirikan pada batuan atau tanah pendukung yang sangat padat). Di tempat lain, terutama di Eropa, orang seringkali mencoba memakai interaksi untuk mendapatkan kapasitas pilar, seperti misalnya kombinasi tahanan kulit dan titik dukung. Ini juga merupakan pendekatan yang diberikan oleh Reese dan kawan-kawan (1976) dan kemudian oleh Reese (1978) berdasarkan pada riset yang ekstensif yang dilakukannya. Kapasitas pilar dalam lempung seperti yang diberikan oleh Reese dan kawan-kawan (1976) adalah sebagai berikut

$$Q_{ult} = \Sigma Q_{si} + Q_p \quad (19-4)$$

di mana $\Sigma Q_{si} = \Sigma \alpha s_{us} \times p' \times \Delta L$

$$Q_p = N_c c A_p = 9 s_{up} A_p$$

α = koefisien reduksi dalam Tabel 19-1 berdasar pada proses pemasangan.

s_{us} = kekuatan geser tak-tersalur rata-rata pada sumuran sepanjang ΔL ; gunakan s_{us} = kohesi sebesar $0 \leq \phi \leq 10^\circ$.

p' = keliling pilar rata-rata pada sumuran sepanjang ΔL .

ΔL = panjang elemen di mana s_{us} bisa diambil sebagai nilai konstan.

s_{up} = kekuatan geseran tak-tersalur rata-rata mulai dari $0,5B$ di atas dasar sampai dengan $3B$ di bawah dasar.

$$A_p = \text{luas dasar} = 0,7854B^2$$

Pada penurunan segera yang bisa ditahan, desain beban yang diizinkan adalah lebih kecil dari

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{SF} \geq Q_d \quad (19-5)$$

dengan SF berkisar antara 1,5 sampai 4. Sebagai kemungkinan lain, atau jika dasar berada pada lempung dengan $OCR > 1$

$$Q_a = \Sigma Q_{si} + \frac{Q_p}{3} \geq Q_d \quad (19-6)$$

Premis persamaan yang terakhir ini adalah dengan mengurangi beban dasar pondasi dengan faktor, pergerakan rata-rata kecil yang dibutuhkan untuk memobilisasi Q_{si} berada dalam mentoleransi penurunan.

Untuk pilar-pilar pada pasir, Reese dan kawan-kawan (1976) menyarankan untuk menggunakan Persamaan (19-4) dengan syarat-syarat yang diubah menjadi

$$\Sigma Q_{si} = \Sigma K \bar{p}_o \tan \delta (p' \times \Delta L)$$

$$Q_p = \frac{q_p}{\alpha_p} A_p \quad (19-6a)$$

syarat-syarat baru tersebut adalah:

K = faktor tekanan lateral sumuran yang diambil sebagai:

kedalaman sampai dasar	K
≤ 25 kaki	0,7
$25 < L \leq 40$ kaki	0,6
> 40 kaki	

p_0 = tekanan beban-lebih efektif rata-rata sampai pertengahan tinggi ΔL .

δ = $\tan \phi$ untuk sumuran pilar pada pasir karena interface beton yang kasar.

q_p = titik tekanan maksimum pada titik perpindahan 5% dengan berdasarkan pada pengujian beban adalah sebagai berikut:

keadaan tanah	q_p , ksf	(kPa)
Lepas (tidak mungkin dipakai)	0	(0)
Sedang (mungkin dipakai)	32	(1600)
Padat (sangat memungkinkan)	80	(4000)

α_p = faktor pengurangan dasar pondasi untuk membatasi penurunan dasar sampai 25 mm (atau 1 inci).

Fps : 0,6B (B dalam kaki)

SI : 2,0B (B dalam meter).

Korelasi SPT bisa dipakai untuk memperkirakan ϕ karena tidak adanya data-data yang lebih baik dan karena K cukup konservatif. Perlu diingat bahwa orang tidak akan pernah membangun pilar yang dibor dalam pasir lepas dan mungkin saja tidak akan menempatkan ujung pada pasir sedang kecuali kalau lapisan yang lebih kompeten (kokoh) berada di kedalaman yang cukup jauh.

Dengan memakai persamaan ini, penurunan segera dalam pasir bukan merupakan suatu masalah karena batas syarat titik diperkirakan untuk penurunan maksimum sebesar 25 mm. Desain nilainya adalah

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{SF} \geq Q_d$$

Gunakan $SF = 1,0$ untuk $Q_{akhir} = Q_{titik}$ sampai $SF = 1,5$ hingga 4 dengan tahanan kulit yang dimasukkan dalam Q_{akhir} .

Kita harus mengingat bahwa persamaan-persamaan untuk kapasitas pilar yang diberikan di sini [Persamaan (19-3) dan (19-4)] adalah tepat secara teoretis. Perbedaan antara nilai-nilai uji beban yang dihitung dan yang berikutnya berasal dari penggunaan parameter desain yang tidak tepat untuk memperkirakan tahanan kulit dan kapasitas titik, atau penyederhanaan yang berlebihan dengan menggunakan \leq daripada menggunakan ΔL dalam proses penjumlahan. Parameter yang disarankan oleh Reese dan kawan-kawan (1976) berasal dari data dasar yang agak terbatas + data uji beban lainnya yang korelasinya sangat baik. Seperti pada data yang bertipe "korelasi", pembaca mengharapkan lebih banyak data-data pengujian yang diakumulasikan—baik yang berasal dari kesalahan atau dari variabilitas sifat-sifat tanah yang berasal dari bermacam-macam wilayah geografis. Dan lagi, pemakaian parameter-parameter persamaan secara lokal bisa menghasilkan desain-desain yang lebih baik daripada pemakaian parameter global (untuk aplikasi universal).

Perhitungan koefisien α untuk tahanan kulit menggambarkan luasnya variasi-variasi

TABEL 19-1. Nilai rata-rata α untuk memperkirakan tahanan kulit sumuran pilar yang dibor dalam lempung [setelah Reese (1976)].

Metode konstruksi pilar	limiting f_s^\dagger	
	α^\ddagger	k sf
Kering atau memakai adonan bor ringan	0,5	1,8
Memakai lumpur bor di mana pemindahan lapisan penyaring tidak tertentu.	0,3	0,8
Pilar-pilar dengan dasar berbentuk lonceng pada tanah yang kira-kira sama dengan tanah di sisi-sisi sumuran		
Dengan metode kering	0,3	0,8
Memakai lumpur bor di mana pemindahan lapisan penyaring tak tertentu.	0,15	0,5
Pilar lurus atau dengan dasar lonceng pada tanah lebih kokoh dari pada tanah di sekeliling sumuran.	0	

$^\dagger f_s = \alpha s_u \cong f_s(\text{terbatas})$

‡ Untuk tanah-ke-beton; gunakan nilai-nilai 0,25 hingga 1 untuk pilar acuan yang merupakan pelekatan untuk selubung baja. Gunakan nilai-nilai yang lebih tinggi untuk acuan yang didorong.

yang dilaporkan dalam literatur (mulai dari 0,15 sampai 1). Di sini dengan menggunakan uji beban sederhana yang telah dibahas di muka, kita bisa mendapatkan 0,47 atau 0,60 bergantung pada apa yang dipakai untuk panjang sumuran. Pada umumnya dipakai faktor tunggal untuk panjang sumuran keseluruhan, di mana paling tidak dalam uji beban, data yang dihitung kembali akan lebih baik jika memakai segmen-segmen sumuran sepanjang ΔL . Pada prakteknya orang cenderung menyederhanakan perhitungan-perhitungan dengan menggunakan panjang sumuran efektif dan nilai-nilai kekuatan geseran rata-rata. Orang juga cenderung untuk memakai panjang sumuran efektif dan parameter tanah rata-rata untuk tiang pancang dalam tanah tidak terpadu. Menurut Reese dan kawan-kawan (1976) panjang sumuran efektif adalah panjang sumuran tanpa menghitung puncak sepanjang 1,5 m (5 kaki) dan keliling bell (dasar berbentuk lonceng) atau, untuk sumuran-sumuran lurus, bagian bawah sepanjang 1,5 m (atau 5 kaki).

Metode Lain untuk Kapasitas Dukung

Kapasitas alas bisa dihitung dengan persamaan kapasitas dukung Terzaghi pada Tabel 4-1.

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{A_p}{SF} (1,3cN_c + L'\gamma N_q + 0,4\gamma BN_y) \quad (19-7)$$

Untuk kasus biasa dengan dasar pada lempung atau pasir, persamaan tersebut menjadi

$$\text{pada lempung : } Q_a = \frac{A_p(9c)}{SF}$$

$$\text{pada pasir : } Q_a = \frac{A_p}{SF} (L'\gamma N_q + 0,4\gamma BN_y)$$

di mana L' dibatasi sampai sekitar $15B$ (sumuran) sehingga kapasitas dukung tidak meningkat bersamaan dengan kedalaman yang dicapai hingga mencapai nilai-nilai yang mustahil.

A_p = luas dasar pilar

Syarat-syarat lainnya sudah ditentukan lebih dahulu dan faktor-faktor N diambil dari Tabel 4-2. Faktor keamanan (SF) yang dipakai paling sedikit 3, baik pada lempung maupun pasir untuk mengontrol penurunannya.

Pada pasir kita juga bisa menggunakan persamaan Meyerhof (1956) yang pada pokoknya membatasi penurunan alas tidak lebih dari 25 mm seperti pada:

$$\text{SPT: } Q_a = A_p \frac{N_{55}}{2,5} \quad (\text{kips}) \quad (19-8)$$

$$\text{kerucut: } Q_a = A_p \frac{q_c}{10} \quad (\text{kips}) \quad (19-9)$$

Untuk pilar yang dibor yang berada atau disok pada batuan kapasitas dukung yang diizinkan dapat diperoleh dengan metode yang diuraikan pada Pasal 4-16 dan kapasitas pilar yang diizinkan bisa dihitung sebagai

$$Q_a = A_p q_a$$

19-6 PENURUNAN PADA PILAR YANG DIBOR

Jika kita mengartikan penurunan pilar sebagai gerakan vertikal puncak sumuran sebesar ΔH , maka penurunan ini disusun oleh dua komponen.

$$\Delta H = \frac{\lambda PL}{AE} + \Delta H_{\text{ujung}}$$

di mana λ = faktor penyesuai yang menyebabkan variabel gesekan sisi di sepanjang sumuran. Kita menambahkan ΣQ_{st} dari Persamaan (19-4) yang disesuaikan untuk desain gesekan beban yang didukung oleh tahanan kulit.

Penurunan ujung (point settlement) tidak akan lebih dari 25 mm jika rekomendasi Reese (1978) untuk kontribusi kapasitas ujung dipakai. Karena hal ini merupakan nilai akhir, penurunan ujung secara efektif akan dikurangi oleh SF atau perbandingan desain beban dengan kapasitas titik akhir.

Untuk penurunan ujung bisa dipakai prosedur yang telah diuraikan dalam Bab 18 dan Tabel 18-1 untuk koefisien tegangan untuk membuat penampang tegangan di bawah dasar pilar dan kemudian memakai rumus

$$\Delta H_{\text{ujung}} = \epsilon H = \frac{\Delta q}{E_s} H$$

di mana H berada 2 sampai $5B$ di bawah dasar. Tabel 18-1 juga memasukkan efek kedalaman untuk mengurangi pergeseran ujung.

Bisa juga memakai Persamaan (5-16) untuk melengkapi penurunan elastis dasar pilar.

19-7 DESAIN STRUKTURAL PILAR YANG DIBOR

Karena sumuran pilar didukung oleh tanah di sekelilingnya, maka efek-efek kelangsingan kolom tidak diperhitungkan sehingga desainnya sangat sederhana. Syarat-syarat desain biasanya bisa dipenuhi jika diameter sumuran cukup besar untuk mendukung beban desain

tanpa melebihi tegangan-tegangan beton dan baja (jika dipakai) yang diizinkan. keruntuhan akibat pukulan dan mempunyai tahanan lentur yang cukup memadai sebagai bagian konstruksi beton biasa karena sulit untuk memasang tulangan.

Untuk sumuran-sumuran pilar tidak bertulang, tegangan beton yang diizinkan dalam sejumlah peraturan bangunan adalah

$$f_c = 0,25f'_c \quad (19-10)$$

Untuk pilar yang dibor tulangan biasa bisa didesain secara konservatif sebagai

$$P = A_c f_c + A_s f_s \geq P_d \quad (19-11)$$

di mana A_i = berturut-turut penampang lintang luas beton dan baja.

f_i = berturut-turut tegangan beton dan baja yang diizinkan, $f_c = 0,25f'_c$

$f_y = 0,40f_y$

Pada banyak kasus, sumuran pilar harus dirancang untuk pelenturan dan beban aksial. Masalah ini tidak dibahas secara langsung dalam sebagian besar peraturan bangunan atau pun dalam ACI 318 dan oleh ACI Committee 338. Jika kita menggunakan ACI 318 sebagai pedoman, maka sumuran pilar bertulang untuk beban aksial bisa didesain dengan menggunakan beban aksial berfaktor P_u untuk tulangan yang terikat (kasus umum) sebagai

$$P_u = 0,80\phi(0,85f'_c A_c + f_y A_s) \quad (19-12)$$

Untuk pelenturan dengan beban aksial, seseorang harus mencari dalam buku tentang desain beton bertulang untuk kolom-kolom pendek dengan pelenturan karena dibutuhkan penggabungan regangan antara beton dan baja kecuali kalau $P/A + Mc/I$ mengakibatkan tegangan kompresif di semua tempat pada penampang lintang. Program kolom bulat merupakan program yang paling bermanfaat untuk analisis ini karena program ini merupakan proses perhitungan intensif.

Jika acuan pilar yang dibor ditinggalkan dalam sumuran, acuan ini bisa dipakai untuk meningkatkan kapasitas sumuran menjadi

$$P = A_c f_c + A_s f_a$$

di mana A_s = luas acuan baja efektif (setelah dilakukan reduksi korosi). Kalau tidak acuan bisa dipakai untuk meningkatkan tegangan beton f_c yang diizinkan sebagai berikut

$$f_c = 0,30f'_c + \frac{1,5tf_y}{D} \leq 0,40f'_c \quad (19-13)$$

di mana t = ketebalan acuan setelah deduksi korosi, dalam in atau mm.

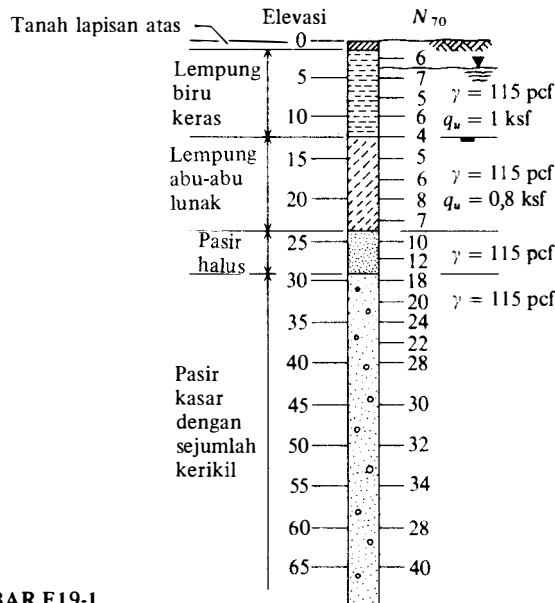
D = ID acuan, dalam in atau mm

f_y = tegangan yang dihasilkan oleh acuan baja, dalam ksi atau MPa.

Rekomendasi ini diberikan oleh Peraturan Bangunan Chicago.

19-8 CONTOH DESAIN PILAR YANG DIBOR

Kita akan menjelaskan pembahasan desain di muka dengan beberapa contoh desain berikut ini.



GAMBAR E19-1

Contoh 19-1. Diketahui profil tanah seperti pada Gambar E19-1. Untuk perbandingan ekonomis dengan tiang pancang kita harus membuat desain pilar percobaan. Untuk pilar gunakan $f'_c = 4000$ psi dengan slump sebesar 6-in. Dari pemeriksaan permukaan air tanah, yang diperlukan adalah metode adonan karena kita tidak dapat membendung air yang keluar dari lunang dengan acuan yang disok (socketed) dalam pasir. Bagian atas sumuran akan memakai kerangka tulangan 1% sembarang (menurut keputusan desainer karena hanya ada beban aksial).

Desain beban aksial $P_d = 650$ kips.

Diperlukan. Buat suatu desain/rekomendasi pendahulaun.

Pemecahan. **Langkah 1.** Cari diameter sumuran dengan menggunakan tegangan yang diizinkan dalam Persamaan (19-10).

$$f_c = 0,25f'_c = 1000 \text{ psi} = 1 \text{ ksi}$$

$$0,7854D^2f_c = P_d$$

$$D = \sqrt{\frac{650}{0,7854 \times 1}} = 28,8 \text{ in}$$

$$\text{Ambil } D = 30 \text{ in} = 2,5 \text{ kaki}$$

$$\text{Keliling sumuran} = \pi D = 7,85 \text{ kaki}; L \text{ sementara} = 35 \text{ ft}$$

$$\text{Luas sumuran } A = 0,7854D^2 = 4,91 \text{ ft}^2 = 707 \text{ in}^2$$

Langkah 2. Cari kapasitas ujung. Gunakan rekomendasi Reese. Dengan $N_{70} \cong 28$ untuk pukulan rata-rata pada kedalaman 35 sampai 45 kaki didapatkan $\phi = 36^\circ$ pada pasir "padat" dari Tabel 3-4. Harap diingat bahwa "padat" untuk pasir kasar merupakan garis batas tabel tetapi mungkin akan cukup memuaskan. Untuk pasir padat, yang kita dapat dalam persamaan kapasitas ujung

$$Q_p = \frac{q_p}{\alpha_p} A_p = \frac{80(0,7854B^2)}{0,6B} = 104,72B \quad [\text{memakai Persamaan (19-6a)}].$$

Karena tekanan ujung telah dikurangi dengan penurunan 1-in dan tidak ada kontribusi tahanan sisi, gunakan $SF = 1,0$ [yang konsisten juga dengan Persamaan Meyerhof (19-8)].

Langsung hitung B karena $Q_a = Q_p$ yang didapat

$$B = \frac{650}{104,72} = 6,207 \text{ ft} \quad (\text{gunakan } B = 6,6 \text{ ft})$$

Dengan dasar berdiameter sebesar ini, tampaknya dibutuhkan bell (dasar berbentuk lonceng); namun tidak mudah membuat bell dalam pasir karena terdapat tekukan. Suatu perhitungan sampingan dengan menggunakan Persamaan Meyerhof (19-8) (tidak diperlihatkan) menghasilkan $B = 7,6$ kaki. (Perhitungan sampingan untuk tahanan kulit dua lapis lempung menghasilkan $Q_{gs} \cong 11$ kips masing-masing memakai $\alpha = 0,3$, jadi ini merupakan sebuah pilar "ujung dukung").

Kita bisa memakai sumuran berdiameter 6,5 kaki dan penurunan ujungnya tidak boleh melebihi 1 in berdasar pada q_p sebesar $[650 + \text{berat sumuran}]/A = [650 + 33.2(35)0,15]/33,2 = 24,8$ ksf.

Langkah 3. Periksa tekanan aksial sumuran. Ujung dianggap mendukung semua beban $\lambda = 1$ dan tahanan sumuran adalah

$$\Delta H_s = \frac{PL}{AE}$$

$$\text{Hitung } E_c = 57000\sqrt{f'_c} \text{ (lihat Tabel 8-3)}$$

$$E_c = 57000(4000)^{1/2} = 3605000 \text{ psi atau } 3605 \text{ ksi}$$

Substitusikan nilai-nilainya dan dengan $A = 0,7854(6,5 \times 12)^2 = 4778 \text{ in}^2$

$$H_s = \frac{650(35 \times 12)}{4778(3605)} = 0,016 \text{ in (bisa diabaikan)}$$

Ringkasnya kita bisa memakai:

$$B = D = 6,5 \text{ ft (78 in)}, \quad L = 35 \text{ ft}$$

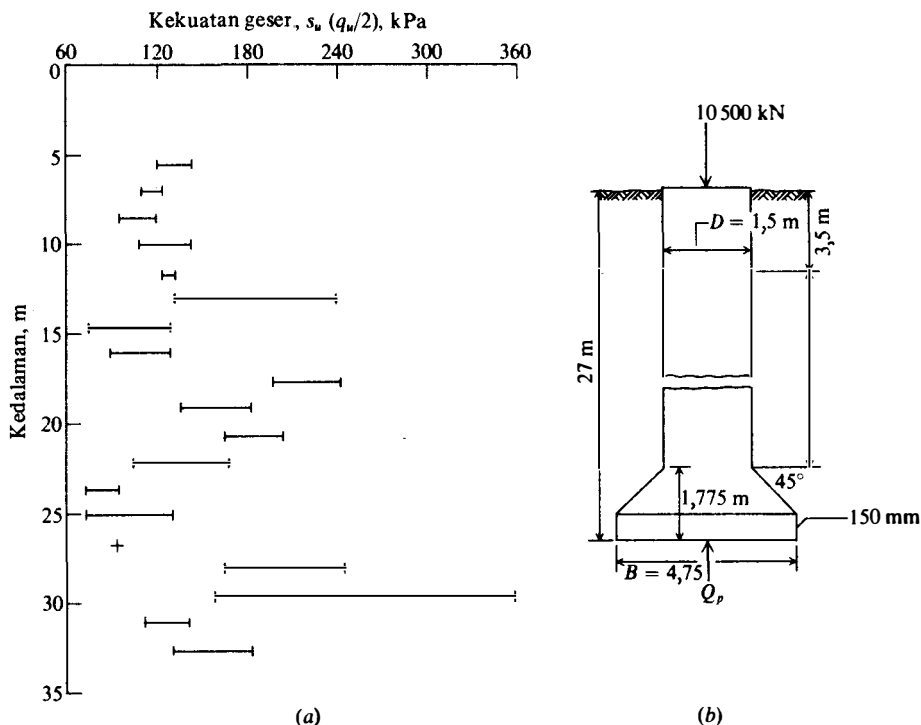
$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$A_s = 1 \text{ persen} = 47,8 \text{ in}^2 \text{ (48 batang No. 9 = } 48 \text{ in}^2 \text{)}$$

Metode adonan

- Ulasan:**
1. Sumuran ini adalah sebuah sumuran yang sangat besar — begitu juga beban sumurannya.
 2. Buatlah bell (dasar berbentuk lonceng) pada elevasi di bagian atas untuk memungkinkan penggerak dasar-lubang karena pasir pada daerah tersebut terlalu lepas sehingga B menjadi terlalu besar—jika penurunan di-kontrol.
 3. Kita bisa mengurangi biaya dengan memakai $f'_c = 3000$ psi karena kekuatannya tidak menjadi masalah utama.
 4. Pertimbangkan untuk menggunakan batuan jika dalamnya sekitar di bawah 120 kaki (memerlukan eksplorasi tambahan) karena sumuran berdiameter 2,5 kaki mungkin akan dipakai—bergantung pada kualitas batuan.

Contoh 19-2. Buatlah desain pendahuluan untuk pilar bor yang didirikan pada lempung kukuh pada kedalaman -27 m pada Gambar E19-2a. Bagian puncak sepanjang 3,5 m berada pada lapisan pasir-kerikil yang mengandung air. Pilar mendukung beban seberat 10500 kN dan $f'_c = 35$ MPa. Gunakan $SF = 2$ pada tahanan kulit. Buat bell (dasar berbentuk lonceng) jika perlu.



GAMBAR E19-2.

/// **Pemecahan.** Dari Gambar E19-2a diperkirakan s_u bagian dasar = 145 kPa. Ambil s_u sumuran rata-rata = 120 acuan yang disok dalam lempung sedalam kira-kira 1 m di bawah material pasir-kerikil sebagai pengedap air, lalu lanjutkan penggalian sumuran.

Langkah 1. Untuk $f'_c = 35$ MPa, maka f_c yang diizinkan = $0,25(35)(1000) = 8750$ kPa.

$$0,7854D^2f_c = 10\,500$$

$$D = \frac{10\,500}{0,7854(8750)} = 1,23 \text{ m} \quad \text{Kita ambil } 1,5 \text{ m}$$

$$A = 0,7854(1,5^2) = 1,767 \text{ m}^2$$

Keliling $p' = \pi D = 4,71 \text{ m}$,

Panjang sumuran efektif = $27 - 3,5 = 23,5 \text{ m}$

Dari Tabel 19-1 didapat $\alpha = 0,5$, dan

$$\Sigma Q_{si} = \alpha s_u p' L = 0,5(120)(4,71)(23,5) = 6641 \text{ kN}$$

Karena jelas dibutuhkan bell(dasar berbentuk lonceng) yang akan mengurangi panjang sumuran untuk tahanan gesekan kita perkirakan pengurangan sepanjang 1,75 m akan menjadikan $L = 23,5 - 1,75 = 21,75$ dan perbaikan

$$\Sigma Q_{si} = 6641 \left(\frac{21,75}{23,5} \right) = 6150 \text{ kN}$$

Langkah 2. Hitung lebar bell B . SF = 2 pada tahanan kulit dan Reese menyarankan untuk membagi Q_p dengan 3 untuk mendapatkan nilai dukung yang tidak melebihi pe-

nurunan sebesar 25 mm (karenanya tidak ada SF pada Q_p), kita bisa mencari B dengan cara sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{9cA_p}{3} = 9(145) \frac{0,7854B^2}{3} = P_b$$

$$P_b = 10\,500 - \frac{6150}{2} = 7425 \text{ kN}$$

Persamakan

$$3(145)0,7854B^2 = 7425$$

$$B = \left(\frac{7425}{341,648} \right)^{1/2} = 4,66 \text{ m}$$

Gunakan $B = 4,75 \text{ m}$ dengan $B/D = 4,75/1,5 = 3,17$. Perbandingan B/D ini mendekati nilai maksimum yang diizinkan.

Perhitungan sampingan menunjukkan bahwa perbaikan panjang sumuran tidak diperlukan untuk dasar yang berukuran sebesar ini dan juga penggunaan tepian sebesar 150 mm dan kemiringan penggerekkan dasar-lubang sebesar 45° seperti pada Gambar E19-2b.

Periksa keruntuhan tanah potensial dari "penekanan".

Untuk ini kita akan memperkirakan $\gamma_{\text{basah}} = 19,8 \text{ kN/m}^3$ dan $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ untuk panjang sumuran seluruhnya.

$$\text{Pada kedalaman 10 m: } p'_0 = 10(\gamma') = 10(10) \\ = 100 \text{ kPa}$$

$$s_u = 120 \text{ menghasilkan } \frac{p'_0}{s_u} = \frac{100}{120} = 0,83 < 6 \text{ sampai } 8$$

$$\text{Pada kedalaman 20 m: } p'_0 = 25(10) = 250 \text{ kPa}$$

$$s_u = 120 \text{ menghasilkan } \frac{p'_0}{s_u} = \frac{250}{100} = 2,5 < 6 \text{ sampai } 8$$

Tampaknya keruntuhan tanah akibat dari penekanan tidak akan menjadi masalah di sini.

Langkah 3. Periksa pemendekan aksial—gunakan seluruh panjang sumuran meskipun ada bagiannya yang berupa "bell". Beban sumuran rata-rata P adalah

$$P = \frac{10\,500 + (10\,500 - 6650/2)}{2} = 8965 \text{ kN}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (\text{Tabel 8-3})$$

$$= 4700(35)^{1/2} = 27\,800 \text{ MPa}$$

Pemendekan aksial

$$\Delta H_s = \frac{PL}{AE} = \frac{8965(27)}{1,767(27\,800)} = 4,9 \text{ mm}$$

Karena ujung titik boleh bergeser lebih dari 25 mm, jumlah segera ΔH pilar tidak boleh lebih dari 30 mm; konsolidasi bisa ditambahkan.

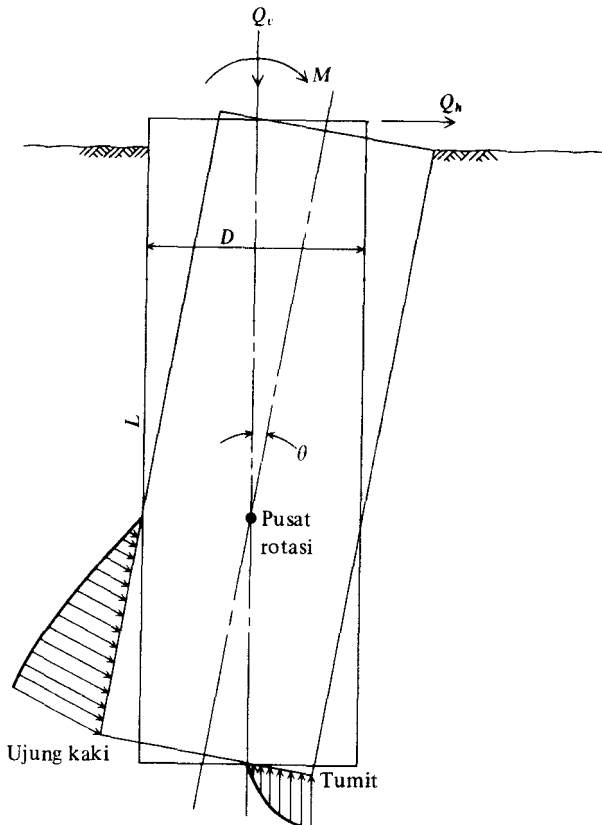
- Rangkuman:**
- Gunakan metode kering dengan acuan sampai kedalaman sekitar 5 m.
 - Gunakan $D = 1,50 \text{ m}$ (Gambar E19-2b)
 - Gunakan $B = 4,75 \text{ m}$
 - Penurunan total di bawah 30 mm
 - Penekanan atau tanah runtuh tidak menjadi masalah

19-9 ANALISIS PILAR YANG DIBOR DENGAN BEBAN LATERAL

Pilar yang dibor dengan pembebanan lateral bisa dianalisis dengan menggunakan program tiang pancang dalam Lampiran B. Ada beberapa pendapat bahwa sebuah pilar pendek kaku akan jadi kokoh sehingga sumuran akan berputar secara kaku di satu titik tanda pusat perputaran seperti pada Gambar 19-8 sehingga momen penahan terjadi di bagian dasar yang berasal dari profil-profil tekanan ujung kaki (*toe*) dan tumit (*heel*) yang ditunjukkan secara kualitatif. Momen ini tidak diperhitungkan dalam program tiang pancang lateral FEM biasa (kecuali kalau kita memeriksa output percobaan dan pemilihan sembarang momen bagian dasar yang mungkin yang menjadi input sebagai beban titik buhul tambahan pada percobaan berikutnya).

Ini merupakan bukti langsung bahwa jika Gambar 19-8 adalah merupakan gambaran interaksi pilar kaku-tanah yang benar, maka hampir tidak mungkin untuk membuat model pada program komputer FEM/FD kecuali kalau seseorang berpedoman pada suatu pengujian beban. Menurut pandangan pengarang, model ini tidak mungkin dikembangkan kecuali jika perbandingan D/B kurang dari sekitar 2 kecuali pada beban-beban lateral yang jauh melebihi beban desain, misalnya, pengujian beban lateral umumnya dilakukan sampai pada batas resistansi tiang pancang atau pilar di mana beban desain hanya sebesar seperempat

GAMBAR 19-8. Idealisasi perputaran pilar kaku dengan sudut putar yang terlalu berlebihan. Tekanan-tekanan ujung kaki dan tumit menjadi sangat tak tentu (indeterminate). Sementara tekanan ujung kaki nyaris vertikal, tekanan tumit mempunyai komponen-komponen horisontal dan vertikal yang mengakibatkan kemiringan seperti yang ditunjukkan.



sampai setengah dari beban akhir. Pilar-pilar tumpul yang sangat pendek dengan D/B kurang dari 2 mungkin bisa dianalisa sebagai tumpuan dengan tekanan pasif di sekeliling sumuran dan dengan seksama mencoba untuk memperlakukannya sebagai pilar dengan pembebanan lateral yang kaku.

Pada perbandingan D/B yang lebih besar, sumuran pilar yang pada pokoknya menjadi lebih kokoh daripada tanah mungkin akan mendukung gaya-gaya lateral sama seperti pada tiang pancang dengan pembebanan lateral. Bagaimanapun juga, seseorang bisa membuat analisis tiang pancang jenis lateral dan memeriksa output pergeseran titik buhul dasar. Jika ada pergeseran horisontal lebih dari 1 atau 2 mm, model mungkin belum mencukupi atau beban lateral terlalu besar untuk sistem pilar-tanah.

Pengujian beban lateral pada tiang yang dibor dengan perbandingan-perbandingan D/B yang kecil cenderung menegaskan bahwa rotasi dasar pondasi pada Gambar 19-8 jarang terjadi. Misalnya, Blushan dan kawan-kawan (1978) melaporkan serangkaian hasil pengujian pilar yang dibor pendek dengan $D/B = 15/4 = 3,75$ sampai dengan $22/4 = 5,5$. Beberapa dari sumuran berdiameter 4 kaki mempunyai bell (dasar berbentuk lonceng) berdiameter 5,5 kaki. Mereka melaporkan bahwa tidak ada perbedaan kapasitas yang bisa dilihat antara sumuran dengan bell versus sumuran tanpa bell. Davisson dan Salley (1968) melaporkan hasil uji pembebanan lateral pada empat pilar. Untuk beban-beban lateral sampai sebesar 100 kips perbedaan antara pergeseran sumuran pilar dengan dasar berbentuk lonceng dengan sumuran lurus bisa diabaikan. Namun pada beban-beban yang mendekati ultimat, perbedaan pergeseran kelihatan dengan jelas dan dasar yang berbentuk lonceng cenderung mengurangi pergeseran. Dengan melihat Gambar 19-8 jelas tampak bahwa pada rotasi sumuran kaku, dasar yang berbentuk lonceng akan mengurangi rotasi dan meningkatkan kapasitas beban lateral pilar.

Untuk menunjukkan hal tersebut, FEM tiang pancang menyajikan pemecahan yang layak, kita akan menganalisis pilar bor pendek dengan pembebanan lateral yang dilaporkan oleh Bhushan dan Askari (1984). Dengan mengutip suatu referensi, tidak perlu menghabiskan banyak tempat untuk detail pengujian dan pembaca bisa mendapat pengalaman dengan mencoba mengikuti karya orang lain untuk mengembangkan dasar pengalaman orang itu sendiri.

Sudah diusulkan dan dikutip dari referensi Bhushan, bahwa defleksi (kekurangsempurnaan) yang diramalkan (yaitu yang dihitung dengan suatu cara) berkisar pada dua atau enam kali nilai-nilai ukuran pilar-pilar dengan pembebanan lateral. Harap diingat bahwa untuk melakukannya ada sejumlah metode-metode yang layak yang sudah dipublikasikan oleh ASCE Geotechnical Journal. Jelasnya jika sebagian mengeluarkan ramalan dengan faktor enam [dan sebagian besar saran masih cukup baru (sejak 1960)] metode-metode ini tidak berguna dan tidak akan dipublikasikan. Namun penulis mengakui bahwa sudah merupakan hal yang biasa pada suatu tempat proyek untuk pilar-pilar yang mirip (dan tiang-tiang pancang) menghasilkan perbedaan-perbedaan pengukuran geseran-geseran dan momen-momen sumuran yang besar karena sifat heterogenitas alami tanah. Keanekaragaman site ini yang mendorong penulis untuk mengulasnya dalam Pasal 16-14 sehingga orang tidak perlu bersusah payah membanding-bandingkan uji beban untuk mendapatkan parameter-parameter tanah untuk site (tempat proyek) karena parameter yang "tepat sama" hanya untuk pengujian saja dan jika parameter tersebut benar-benar tepat maka hasil uji beban terhadap tiang pancang/pilar yang berdekatan merupakan kebetulan yang menyenangkan. Yang harus didapat adalah parameter site rata-rata yang layak dan diharapkan formatnya mudah diterapkan pada semua kasus dengan hanya mengubah parameter tanah yang diperlukan seperti s_u atau sudut gesekan dalam ϕ .

Contoh 19-3. Gunakan program komputer B-15 dalam Lampiran B dan analisis pilar No. 1 dari Tabel 1 Bhushan dan Askari (1984). Gambar E19-3a menjelaskan susunan pengujian menurut tafsiran penulis. Gambar E19-3b adalah model FEM yang digunakan. Titik buhul kedua sejauh 0,2 m dari puncak digunakan karena pergeseran lateral titik buhul ini telah diberikan dalam Tabel 3 referensi yang meringkas hasil-hasil pengujian.

Pemecahan

Langkah 1. Dapatkan parameter tanah yang dibutuhkan. Referensi memberikan $\phi = 36^\circ$ dan γ rata-rata = 99 pcf yang dibulatkan menjadi $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ karena kita akan memakai satuan-satuan SI. Keadaan beban diketahui sebagai berikut:

LC	P(2)	P(1) = P(2) × 4,88 m, kN · m
1	5,36 kN	-5,36(4,88) = -26,16 kN · m
2	9,00	-43,92
3	18,37	-86,64

Harap diingat bahwa ini merupakan beban yang sangat kecil untuk pilar-pilar yang berukuran sebesar itu.

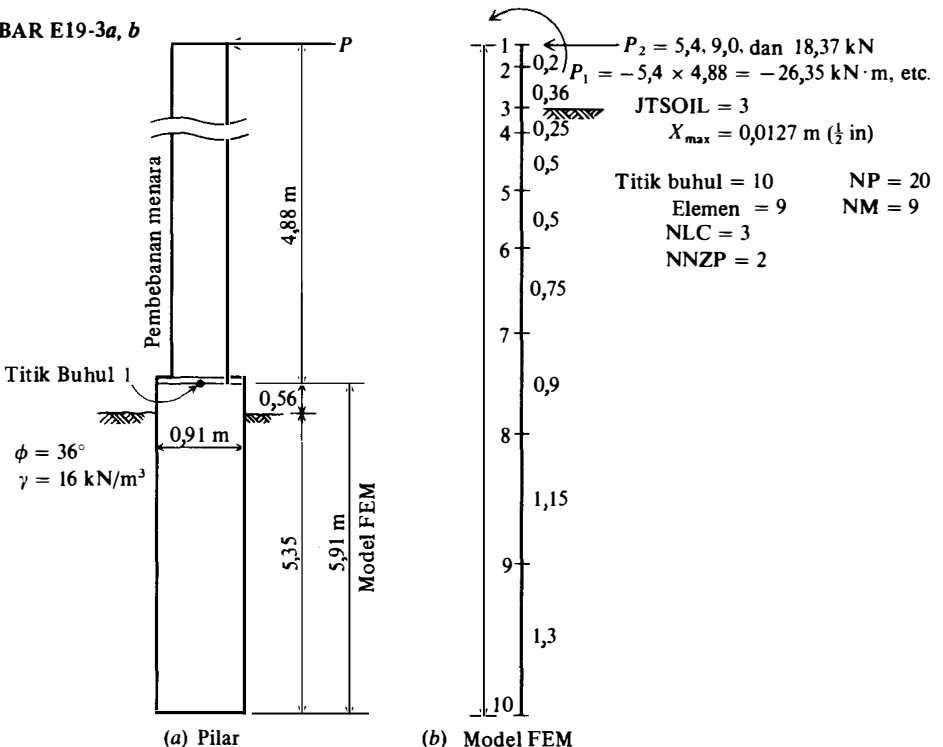
Kita akan memakai sembilan elemen dengan panjang seperti pada gambar. Gunakan elemen-elemen pendek di bagian atas dan berangsur-angsur nilai-nilainya menjadi lebih besar. Rasio panjang elemen yang berdekatan harus di bawah 2 —tidak pernah lebih dari 3. Garis tanah mulai dari titik buhul 3 dengan JTSOIL = 3.

$f'_c = 39903 \text{ kPa}$ (diketahui, tetapi kita akan memakai $f'_c = 40 \text{ MPa}$).

$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700(40)^{\frac{1}{2}} = 29700 \text{ MPa}$ (memakai persamaan dari Tabel 8-3).

Kita tentukan $X_{MAX} = \frac{1}{2} \text{ in} = 0,0127 \text{ m}$.

GAMBAR E19-3a, b



Karena pilar cukup lebar dan lubang yang dibor mengalami faktor reduksi garis tanah $REDFAC = 1,00$

Hitung k_s dengan menggunakan persamaan berikut ini [lihat Persamaan (16-25)] yang digandakan untuk tanah di sekeliling pilar

$$k_s = 80(0,5\gamma BN_\gamma + \gamma ZN_a)$$

Untuk $\phi = 36^\circ$ diperoleh $N_q = 38$, $N_\gamma = 40$.

Karena pilar bulat dan agak besar gunakan nilai-nilai limit bagian atas faktor-faktor bentuk s_1 dan s_2 dalam Pasal 16-14 berturut-turut sebesar 1,7 dan 4,0. Juga harus diingat bahwa beban lateralnya kecil dan dengan $XMAX = \frac{1}{2}$ in, kita akan membuat rasio k_s untuk digunakan menjadi $2k_s$ yang ekuivalen dengan memakai $\frac{1}{24}$ kaki sebagai ganti $\frac{1}{12}$ yang dipakai (dan digandakan untuk tanah di sekeliling sumuran) untuk mendapatkan faktor 80 di atas. Dengan ulasan ini dan memasukkan data kita dapatkan

$$k_s = 2(80 \times 1,7)(0,5 \times 16 \times 0,91)(40) + 2(80 \times 4)(16)(38)Z^1 \\ = 79\,206 + 389\,120Z^1$$

Bulatkan dan gunakan

$$k_s = 80\,000 + 390\,000Z^1 \quad \text{juga } I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi(0,91)^4}{64} = 0,033\,66 \text{ m}^4$$

Dengan data-data ini kita dapatkan output pada Gambar E19-3c. Ringkasnya kita mempunyai

LC	Δ_h yang diukur, mm	Δ_h yang dihitung, mm	$R = \frac{\text{yang dihitung}}{\text{yang diukur}}$
1	0,074	0,10	1,35
2	0,163	0,17	1,04
3	0,351	0,35	1,00

Pembahasan output:

1. Output perhitungan berbanding cukup seimbang dengan nilai-nilai pengujian beban. Hal ini menggambarkan percobaan pertama dan menggunakan persamaan untuk k_s yang direkomendasikan oleh penulis. Beberapa perbaikan mungkin bisa dilakukan dengan mempertimbangkan efek kekakuan kerangka tulangan dan baut pada elemen-elemen puncak yang meyambungkan menara pembebanan dengan pilar. Tidak adanya data-data mengenai ukuran kerangka tulangan memakai potongan-potongan "gross" untuk momen sehingga akan sama baiknya dengan lainnya.
2. Dengan sumuran yang berdiameter besar dan beban-beban lateral yang kecil ini, defleksi (ketidaksempurnaan) yang dihitung dan diukur menjadi tidak berarti. Lagipula pada pembebanan pertama, pergeseran yang diukur sebesar 0,074 mm tidak terlalu berarti. Ketidaksesuaian yang dihitung sebesar 200% masih bisa ditahankan (ditolerir). Yang tidak diharapkan adalah pergeseran yang dihitung sebesar 50 mm dan nilai yang diukur sebesar 25 atau 100 mm.
3. Persamaan untuk k_s bukan merupakan pengembangan "sesuatu yang telah dilakukan" sehingga persamaan tersebut bisa dipakai untuk kasus-kasus umum.
4. Akan timbul pertanyaan apakah program komputer harus disesuaikan untuk efek-efek "balok dalam" jika diameter sumuran relatif cukup besar dibandingkan dengan panjang sumuran. ACI 318, Pasal 10-7 membahas masalah ini untuk balok-balok; apakah sebuah pilar juga bereaksi sama, hal ini cukup spekulatif tetapi

PILAR YANG DIBOR DARI BHUSHAN & ASKARI DALAM ASTM STP 835. PP140-156

SOLUTION FOR LATERALLY LOADED PILE +++++++

NO OF NP = 20 NO OF ELEMENTS, NM = 9 NO OF NON-ZERO P, NNZP = 2
 NO OF LOAD CASES, NLC = 3 NO OF CYCLES, NCYC = 1
 CORRECTED NODE SPRINGS NRC = 0 NODE SOIL STARTS JTSOIL = 1
 NONLINEAR (IF > 0) = 0 NO OF BOUNDARY CONDIT, NBX = 0
 VAR (IF > 0) = 0 LIST BAND IF > 0 = 0 IMET (SI > 0) = 1
 MOD OF ELASTICITY E = 29700000. KPA UNIT WT OF FTG = 0.000 KN/M
 MAX NON-LINEAR SOIL DISPL, XMAX = 0.0127 M
 SOIL MODULUS = 80000.0 + 390000.0*2**1.000 KN/M**3
 GROUND LINE REDUCTION FACTOR FOR PILES, REDFAC = 1.00

MEMNO	NP1	NP2	NP3	NP4	LENGTH	WIDTH	THICK	INERTIA, M**4
1	1	2	3	4	0.200	0.910	0.000	0.03366
2	3	4	5	6	0.360	0.910	0.000	0.03366
3	5	6	7	8	0.250	0.910	0.000	0.03366
4	7	8	9	10	0.500	0.910	0.000	0.03366
5	9	10	11	12	0.500	0.910	0.000	0.03366
6	11	12	13	14	0.750	0.910	0.000	0.03366
7	13	14	15	16	0.900	0.910	0.000	0.03366
8	15	16	17	18	1.150	0.910	0.000	0.03366
9	17	18	19	20	1.300	0.910	0.000	0.03366

SOIL MODULUS AND NODE SPRINGS	SOIL MOD, KN/M**3	NODE SPRING, KN/M
1	0.000	0.000
2	0.000	0.000
3	80000.000	11872.660
4	177500.000	70738.100
5	372500.000	167639.100
6	567500.000	337738.000
7	860000.000	655294.000
8	1211000.000	1153964.000
9	1659500.000	1866231.000
10	2166500.000	1178639.000

MEMNO	MOMENTS--NEAR	END	1ST, KN-M	NODE	SPG FORCE, KN	ROT, RADS	DEFL, M	SOIL Q, KPA	P-- KN-M	P-- KN
1	26.160	27.230	1	0.00	-0.00008	0.00012	0.00	0.00	-26.16	5.36
2	-27.232	29.164	2	0.00	-0.00008	0.00010	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-29.156	30.281	3	0.93	-0.00007	0.00008	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-30.276	30.308	4	4.39	-0.00006	0.00006	0.00	0.00	11.02	0.00
5	-30.307	27.338	5	6.00	-0.00004	0.00004	13.34	0.00	0.00	0.00
6	-27.338	18.578	6	5.74	-0.00003	0.00002	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-18.578	5.001	7	0.43	-0.00001	0.00000	0.00	0.00	0.82	0.00
8	-7.501	-0.021	8	-5.77	0.00000	0.00000	-6.05	0.00	0.00	0.00
9	0.021	0.000	9	-5.56	0.00000	0.00000	-5.83	0.00	0.00	0.00
10			10	0.016	0.00000	0.00000	0.03	0.00	0.00	0.00

SUM SPRING FORCES = 5.38 VS SUM APPLIED FORCES = 5.36 KN
 APPLIED FORCES ADJUSTED FOR NONLIN SOIL REACTIONS WHEN SPRINGS ARE ZEROED ++++++

MEMNO	MOMENTS--NEAR	END	1ST, KN-M	NODE	SPG FORCE, KN	ROT, RADS	DEFL, M	SOIL Q, KPA	P-- KN-M	P-- KN
1	-43.922	45.715	1	0.00	-0.00014	0.00020	0.00	0.00	-43.92	9.00
2	-45.715	48.961	2	0.00	-0.00013	0.00017	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-48.961	50.832	3	1.56	-0.00011	0.00013	10.48	0.00	0.00	0.00
4	-50.831	50.886	4	7.37	-0.00010	0.00010	18.50	0.00	0.00	0.00
5	-50.885	45.899	5	10.08	-0.00008	0.00006	22.40	0.00	0.00	0.00
6	-45.899	31.152	6	9.64	-0.00005	0.00003	16.20	0.00	0.00	0.00
7	-31.192	12.594	7	1.06	-0.00002	0.00000	1.39	0.00	0.00	0.00
8	-12.594	-0.035	8	-9.68	0.00000	0.00000	-10.16	0.00	0.00	0.00
9	0.035	0.000	9	-11.01	0.00000	0.00001	-9.79	0.00	0.00	0.00
10			10	0.027	0.00000	0.00000	0.05	0.00	0.00	0.00

SUM SPRING FORCES = 9.04 VS SUM APPLIED FORCES = 9.00 KN
 APPLIED FORCES ADJUSTED FOR NONLIN SOIL REACTIONS WHEN SPRINGS ARE ZEROED ++++++

MEMNO	MOMENTS--NEAR	END	1ST, KN-M	NODE	SPG FORCE, KN	ROT, RADS	DEFL, M	SOIL Q, KPA	P-- KN-M	P-- KN
1	-86.637	90.309	1	0.00	-0.00028	0.00040	0.00	0.00	-86.64	18.37
2	-90.305	96.930	2	0.00	-0.00026	0.00035	0.00	0.00	0.00	0.00
3	-96.926	100.770	3	3.10	-0.00023	0.00026	20.91	0.00	0.00	0.00
4	-100.762	101.077	4	14.72	-0.00020	0.00021	36.93	0.00	0.00	0.00
5	-101.074	9.313	5	1.15	-0.00015	0.00012	44.77	0.00	0.00	0.00
6	-91.313	62.176	6	19.32	-0.00010	0.00006	32.47	0.00	0.00	0.00
7	-62.176	25.182	7	19.32	-0.00004	0.00004	0.94	0.00	0.00	0.00
8	-25.182	-0.021	8	-19.49	-0.00001	0.00002	-20.14	0.00	0.00	0.00
9	0.021	0.000	9	-21.93	0.00001	0.00001	-19.50	0.00	0.00	0.00
10			10	0.016	0.00000	0.00000	0.03	0.00	0.00	0.00

SUM SPRING FORCES = 18.44 VS SUM APPLIED FORCES = 18.37 KN
 APPLIED FORCES ADJUSTED FOR NONLIN SOIL REACTIONS WHEN SPRINGS ARE ZEROED ++++++

GAMBAR E19-3c

penyesuaian mungkin bisa dilakukan karena adanya beban yang cukup besar sehingga distorsi geseran akan menjadi bagian yang signifikan pada penggeseran lateral.

- 5. Beberapa perbandingan output umum ditunjukkan pada Gambar E19-3c dan mirip seperti itu untuk pondasi balok elastis atau tiang pancang lateral. Harus diingat bahwa $\sum F_h = 0$ mempunyai kesalahan pembulatan pada komputer karena gaya pegas sangat sensitif terhadap pergeseran yang berasal dari pegas titik buhul yang besar. Misalnya saja input gaya horisontal adalah 18,37 kN versus reaksi-reaksi gaya pegas yang dihitung = 18,44 kN untuk $LC = 3$. Perbandingan momen-momen titik buhul hampir sama dengan yang diharapkan jika matriks kekakuan yang akan dikurangi hanya mempunyai $NP \times 4 = 20 \times 4 = 80$ entri.
- 6. Pergeseran tiga titik buhul bagian bawah yang kira-kira berjumlah nol untuk ketiga LC . Ini berarti sumuran—paling tidak pada beban sebesar ini—bereaksi sama seperti tiang pancang dan rotasi kaku pada Gambar 19-8 tidak terjadi.
- 7. Momen-momen garis tanah sudah diperiksa untuk ketiga kasus sebagai momen input + $0,56 \times P_h$. Untuk $LC 3$ adalah

$$M_{g2} \ 86,637 + 0,56(18,37) = 96,93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

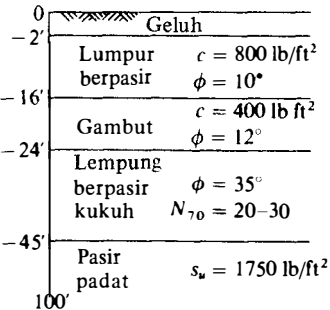
(seperti pada lembaran output)

////

SOAL-SOAL

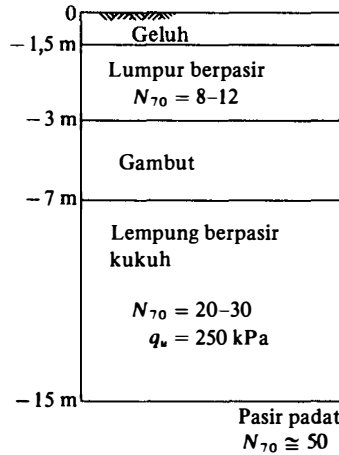
Untuk analisis ekonomis, dianggap biaya f'_c sebesar \$ 75,00/7 MPa per meter kubik di atas kekuatan dasar sebesar 21 MPa, yakni, beton sebesar 28 MPa biayanya 75,00/m³ lebih untuk kekuatan beton sebesar 21 MPa.

- 19-1. Bandingkan kuantitas beton yang dibutuhkan dalam Contoh 19-1 dengan yang dibutuhkan untuk sumuran sampai batuan dasar (bedrock) sedalam 100 kaki dengan q_a (batu) = 4 ksi.
- 19-2. Berapa diameter sumuran yang akan dibutuhkan untuk pilar yang dibor pada Contoh 19-1 dengan ujung pada elevasi 65 kaki?
- 19-3. Untuk Contoh 19-2, berapa panjang sumuran yang dibutuhkan untuk mengeliminasi kebutuhan dasar berbentuk lonceng? Dapatkah hal ini diselesaikan dengan cara memperbesar diameter sumuran D ?
- 19-4. Bisakah pilar yang dibor dalam Contoh 19-2 lebih ekonomis dengan menggunakan $f'_c = 28$ MPa?
- 19-5. Dengan penampang tanah pada Gambar P19-5, buatlah desain pilar yang dibor untuk beban kolom sebesar 1000 kips. Semua nilai-nilai pengujian ini berasal dari pengujian-pengujian tak-tersalur.



GAMBAR P19-5

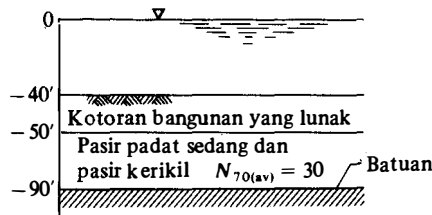
- 19-6. Buat desain (kaison yang dibor dengan kondisi-kondisi penampang tanah pada Gambar P19-6 dengan beban aksial sebesar penampang 5000 kN. Gunakan dasar berbentuk lonceng jika lebih ekonomis.



GAMBAR P19-6.

Soal-soal berikut ini perlu memakai program komputer tiang pancang lateral.

- 19-7. Periksa kebenaran output pada Gambar E19-3c.
- 19-8. Kerjakan lagi Contoh 19-3 dengan $I = 0,037 \text{ m}^4$ (dengan kenaikan 10% dari contoh) untuk memungkinkan peningkatan kekakuan kerangka tulangan.
- 19-9. Kerjakan lagi Contoh 19-3 dengan EXPO = 0,5 dan 2 dan beri ulasan untuk hasilnya.
- 19-10. Lakukan studi pustaka untuk pemboran pada tanah kohesif dan lihat apakah anda bisa mendapatkan pergeseran garis tanah yang layak dengan menggunakan program tiang-pancang lateral dan salah satu dari metode yang sederhana dalam buku untuk k_s .
- 19-11. Susun pertimbangan yang diperlukan untuk mendesain tiang pancang atau kaison/pilar (apapun namanya) yang berdiameter besar untuk pilar jembatan dengan penampang air-tanah-batuan pada Gambar P19-11. Puncaknya berada 6 m di atas air, beban aksial = 8000 kips, beban lateral = 100 kips.



GAMBAR P19-11.

BAB

20

DESAIN PONDASI UNTUK KONTROL GETARAN

20-1 PENDAHULUAN

Pondasi yang menopang mesin torak (reciprocating engines), kompresor, menara radar, alat pres pelubang (punch press), turbin, motor listrik besar dan generator, dan sebagainya, dapat dipengaruhi oleh getaran yang disebabkan gaya-gaya mesin yang tak seimbang dan juga oleh berat statis dari mesin tersebut. Jika getaran-getaran ini berlebihan, maka getaran tersebut dapat merusak mesin dan menyebabkan mesin tersebut tidak dapat berfungsi (bekerja) dengan baik. Selanjutnya getaran-getaran tersebut dapat memberi pengaruh yang merugikan pada bangunan atau orang-orang yang bekerja di dekat mesin tersebut, kecuali jika frekuensi dan amplitudo getaran dikontrol.

Desain pondasi untuk mengontrol getaran seringkali didasarkan pada penambahan massa (atau berat) pondasi dan/atau penguatan tanah di bawah dasar pondasi dengan menggunakan tiang-pancang. Prosedur ini umumnya bekerja dengan baik; tapi para perencana mengetahui bahwa seringkali prosedur ini mengakibatkan perencanaan yang sangat berlebihan. Barulah pada tahun 1950 beberapa perencana mulai menggunakan analisis getaran yang biasanya didasarkan pada teori beban permukaan di atas ruang-setengah (half-space) yang elastis. Pada tahun 1960, diperkenalkan pendekatan massa-menyeluruh (lumped-mass approach), yaitu menyempurnakan teori ruang-setengah elastis, sehingga disahkanlah kedua metode tersebut.

Kesukaran utama yang ada sekarang dalam analisis getaran terdiri dari penentuan sifat-sifat tanah yang diperlukan pada modulus geser dan perbandingan Poisson sebagai input (masukan) ke dalam persamaan diferensial yang menggambarkan gerak getaran tersebut. Metode umum untuk desain pondasi yang dipengaruhi oleh getaran dan penentuan sifat-sifat tanah akan dibahas lebih terinci dalam bagian berikutnya.

20-2 ELEMEN TEORI GETARAN

Dasar pondasi blok masif yang bertumpu pada tanah seperti pada Gambar 20-1. Tanah pendukung ditunjukkan telah diganti oleh pegas tanah tunggal. Hal ini mirip dengan kasus pondasi balok elastis kecuali balok menggunakan beberapa pegas dan dasar pondasi di sini hanya memakai satu pegas. Dan juga pegas ini untuk pembebanan dinamis dan akan dihitung dengan cara yang berbeda dengan masalah balok. Kita akan melihat bahwa pegas juga merupakan frekuensi dependent.

Di sini pegas tanah ditekan oleh berat statis blok sebesar

$$z_s = \frac{W}{K_z} \tag{a}$$

Kemudian blok kita beri dorongan masif sebentar (solid shove) ke arah z dan kemudian langsung dilepas, dan blok mulai bergerak naik turun (blok bergetar). Mungkin kita tidak bisa melihat gerakan tersebut, tetapi gerakan tersebut bisa diukur dengan alat pengukur elektronik yang sensitif. Setelah beberapa waktu, blok berhenti pada jarak sejauh z_s dari kondisi semula.

Kita bisa menuliskan persamaan diferensial untuk menggambarkan gerakan ini [di-berikan dalam buku-buku ilmu dinamika atau getaran mekanis dasar (seperti Den Hartog (1952))] dan menggunakan syarat-syarat seperti pada Gambar 20-1a dalam rumus $F = ma$ yang menjadi

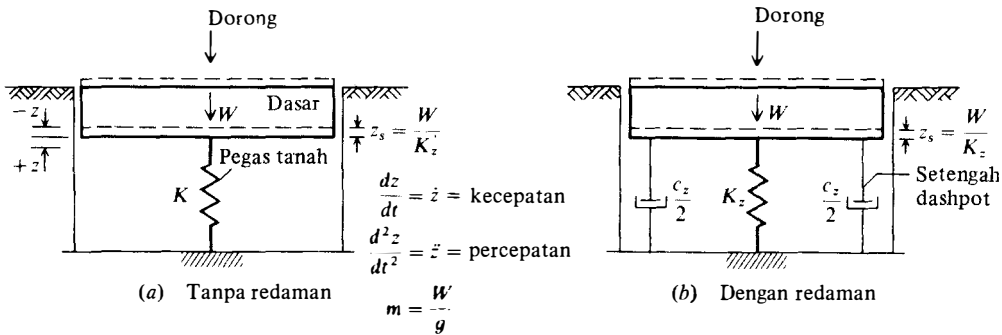
$$m\ddot{z} + K_z z = 0 \tag{b}$$

Dengan memakai metode-metode yang ada dalam buku-buku mengenai persamaan dife-rensial, dan setelah dibagi dengan massa m dan menentukan $\omega_n^2 = K_z/m$ kita bisa mendapat-kan periode getaran T

$$T = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

dan frekuensi alami f_n seperti salah satu di bawah ini

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_z}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_z g}{W}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{z_s}} \tag{20-1}$$



GAMBAR 20-1. Dasar pondasi dalam keadaan seimbang tepat sebelum digeser ke bawah dengan dorongan yang cepat.

Dari Persamaan (b) tampaknya getaran akan terjadi terus menerus, namun sebenarnya tidak terjadi seperti itu. Seharusnya akan terjadi peredaman/damping (analog = penyerap kejutan pada mobil) sehingga kita akan tambahkan suatu alat peredam yang disebut *dashpot* untuk menyempurnakan model tersebut. Supaya tetap simetris kita tambahkan separuh dari *dashpot* pada tiap tepi dasar pondasi seperti pada Gambar 20-1b. *Dashpot* biasanya dibuat untuk menimbulkan gaya-gaya tersimpan yang proporsional dengan kecepatan (\dot{z}) massa yang diredam. Dengan konsep gaya *dashpot* ini, suatu penjumlahan gaya vertikal menghasilkan persamaan diferensial berikut ini

$$m\ddot{z} + c_z\dot{z} + K_z z = 0 \quad (c)$$

Dengan persamaan ini kita memperoleh bentuk umum pergeseran dinamis seketika, z , sebagai

$$z = C_1 e^{\beta_1 t} + C_2 e^{\beta_2 t} \quad (d)$$

di mana

$$\begin{Bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \end{Bmatrix} = \frac{-c_z \pm \sqrt{c_z^2 - 4K_z m}}{2m} \quad (e)$$

Dari nilai-nilai β kita perhatikan bahwa syarat $\sqrt{\quad}$ adalah salah satu dari:

Kasus 1 : Tanpa peredaman (<0)—memberikan Persamaan (20-1) jika $c_z = 0$.

Kasus 2 : Redaman lebih (overdamped) (>0) dengan $c_z^2 > 4K_z m$ (lihat Gambar 20-2).

Kasus 3 : Redaman kritis ($= 0$) dengan $c_z^2 = 4K_z m$ dan kita tentukan redaman kritis sebagai

$$c_{zc} = 2m\omega_n = 2\sqrt{K_z m}$$

Kasus 4 : Kurang teredam (underdamped) (<0) jika $c_z^2 < 4K_z m$ dan merupakan kasus umum tentang getaran pondasi karena kasus 1 tidak mungkin terjadi dan getaran-getaran pada kasus 2 dan 3 menyebar dengan cepat seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 20-2.

Dari kasus 3 kita bisa menentukan perbandingan peredaman D_i sebagai

$$D_z = c_z/c_{zc} \quad (\text{di sini } i = z) \quad (20-2)$$

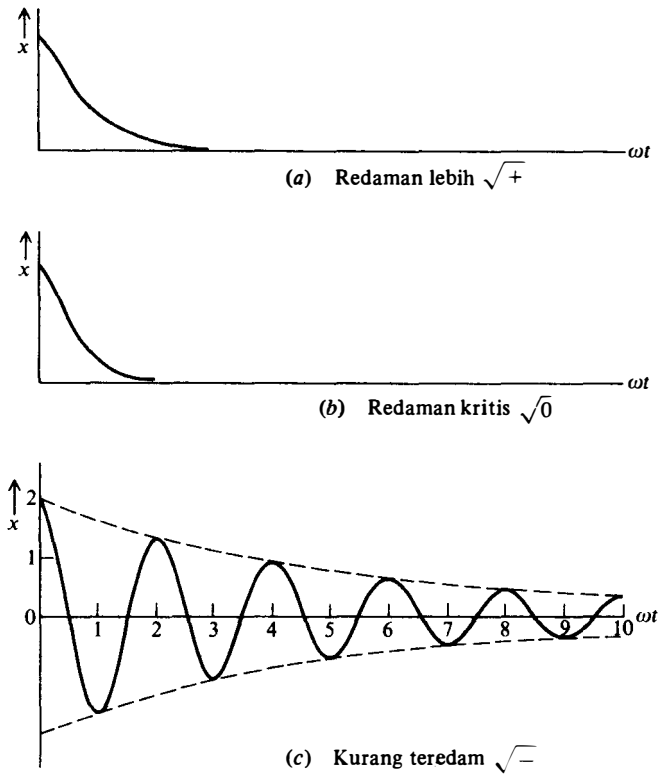
dan frekuensi lingkaran alami, ω_d , sebagai

$$\omega_d = \sqrt{-1} \sqrt{\frac{K_z}{m} - \left(\frac{c_z\omega_n}{c_{zc}}\right)^2} \quad (20-3)$$

Karena $\omega_n^2 = K_z/m$ dan substitusi $c_z^2 = D_z^2 c_{zc}^2$ kita bisa mendapatkan bentuk lain seperti

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - D_z^2} \quad (20-3a)$$

Pada kasus getaran dasar pondasi umum, kita mempunyai sebuah beban pada dasar pondasi yang terdiri dari sebuah beban besar yang bertumbukan dengan besi landasan (anvil) seperti pada punch press, mesin yang berputar, atau motor yang sedang beroperasi. Motor itu sendiri bisa menggerakkan peralatan seperti kompresor atau pompa. Hal-hal yang terakhir ini yang bisa mengalami efek gaya tidak seimbang (atau beberapa gaya) yang



GAMBAR 20-2. Gambar kurva-kurva perpindahan waktu untuk tiga jenis gerakan teredam. Gambar tersebut relatif karena frekuensi alami konstan dan ωt dalam skala yang sama. Variabel dalam ketiga gambar tersebut merupakan faktor peredaman.

berotasi pada sebuah sumbu seperti pada poros engkol (lihat Gambar 20-3). Dalam ilmu dinamika dasar sebuah massa m_e yang dihubungkan dengan suatu poros dengan lengan \bar{y} yang berputar pada frekuensi lingkaran ω menimbulkan sebuah gaya sebesar

$$F_i = m_e \bar{y} \omega^2$$

Jika frekuensi operating adalah ω_0 ini membuktikan bahwa gaya F_i bervariasi mulai dari nol sampai maksimum pada kecepatan operating, dan setelah itu menjadi konstan. Hal tersebut juga menjelaskan bahwa sepanjang sumbu interest tertentu gaya di atas akan berubah-ubah menjadi

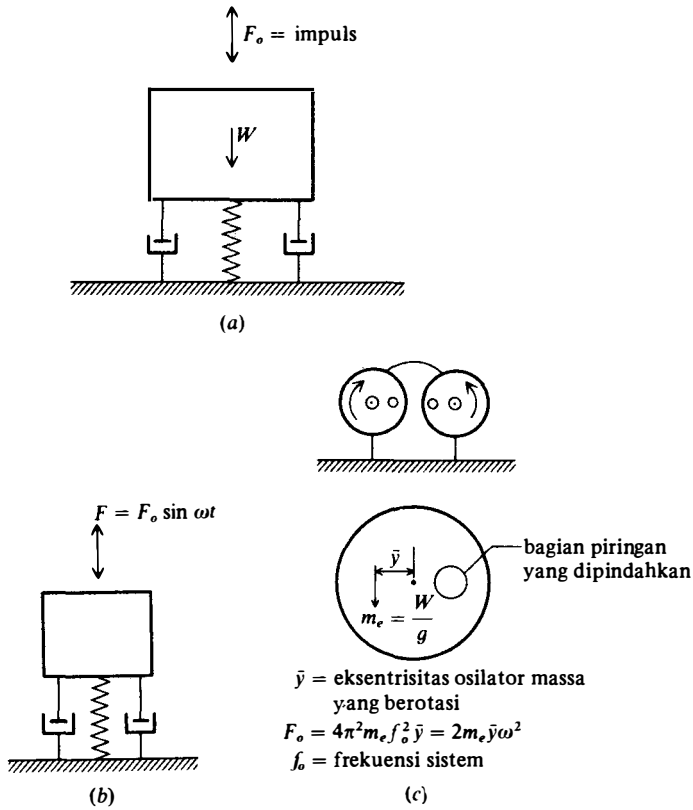
$$F = F_o \sin \omega t \text{ atau sebagai } F = F_o \cos \omega t$$

Pada kasus-kasus ini kita menulis lagi Persamaan (c) sebagai

$$m\ddot{z} + c_z\dot{z} + K_z z = F(t) \tag{f}$$

Dengan memakai metode yang sama seperti untuk Persamaan (b) dan (c), bisa didapatkan persamaan untuk kasus $F = F_o \sin \omega t$

$$z = \frac{F_o}{\sqrt{(K_z - m\omega)^2 + c_z^2 \omega^2}} \tag{20-4a}$$



GAMBAR 20-3. Tipe-tipe pondasi dengan gaya-gaya pengeksitasi. (a) gaya bertipe impuls; (b) gaya yang berubah dengan waktu; (c) osilator putar-massa yang menimbulkan F_o seperti pada mesin-mesin bolak-balik, kompresor gas, dan lain-lain.

bisa juga ditulis sebagai

$$z = \frac{F_o/K_z}{\sqrt{\{1 - (\omega/\omega_n)^2\}^2 + (2D_z\omega/\omega_n)^2}} \quad (20-4b)$$

Jika radikal pada denominator ditulis sebagai berikut

$$A = (1 - a^2)^2 + (2D_z a)^2$$

dengan menentukan turunan $dA/da = 0$, kita peroleh nilai dinamik maksimum z dalam rumus (dan menggunakan $z_s = \text{pergeseran statis} = F_o/K_z$)

$$z_{\text{maks}} = \frac{z_s}{2D_z \sqrt{1 - D_z^2}} \quad (20-5)$$

Frekuensi resonansi f_r diperoleh dari

$$f_r = f_n \sqrt{1 - 2D_z^2} \quad (20-6)$$

di mana f_n ditentukan dengan Persamaan (20-1). Resonansi di sini agak di bawah frekuensi alami dasar pondasi f_n . Gunakan $F_0 = \text{konstanta}$ atau $F_0 = m_e y \omega_0^2$ frekuensi resonansi bisa dihitung sebagai

$$f'_r = \frac{f_n}{\sqrt{1 - 2D_z^2}} \quad (20-6a)$$

yang memberikan frekuensi resonansi di atas frekuensi alami f_n .

Terkadang lebih bermanfaat memakai kurva-kurva pergeseran relatif versus suatu perbandingan frekuensi seperti pada Gambar 20-4. Pada kasus ini kita bisa menulis kembali Persamaan (20-4b) untuk menentukan

$$\frac{z}{z_s} = N$$

di mana $N = 1/\text{akar syarat}$ dan merupakan suatu faktor perbesaran. Untuk kasus $F_0 = \text{frekuensi dependent}$ (Gambar 20-3c) perbandingannya adalah

$$\frac{z}{z_s} = N \left(\frac{f}{f_n} \right)^2 = N'$$

Cukup mudah untuk membuat program Persamaan (20-4a) dan hanya mengubah-ubah $F_0 = m_e y \omega^2$ dan langsung menghitung perbandingan z/z_s —terutama karena K_z dan c_z merupakan frekuensi dependent. Nilai-nilai N dan N' untuk $f/f_n = 0$ sampai 3 dan beberapa nilai perbandingan peredaman $D = 0., 0.1$, dan seterusnya, ditunjukkan dalam Gambar 20-4. Ciri-ciri yang paling penting adalah nilai N bergerak mulai dari 1 sampai mencapai puncak pada f/f_n sedikit kurang dari 1 dan mendekati nol pada f/f_n yang besar di mana suatu gaya frekuensi dependent mengakibatkan N' yang berawal dari nol, mencapai puncak pada sedikit di atas $f/f_n = 1$ dan kemudian mendatar sampai mencapai 1 pada f/f_n yang besar.

Untuk analisis getaran, kita bisa memakai Persamaan (20-4a) jika mempunyai nilai-nilai pegas tanah K_z dan koefisien peredaman c_z dan bisa mengetahui massa blok (W/g) termasuk dasar pondasi dan seluruh peralatan permanen. Kita juga harus mempunyai nilai F_0 . Kita tidak biasa memakai gaya $F = F_0 \sin \omega t$ karena kita tertarik pada z maksimum dan suatu saat $\sin \omega t = 1$ sehingga $F = F_0$ tetapi kita harus waspada terhadap pergeseran getaran yang berosilasi pada $\pm z$ dari z_s .

Perlu diingat bahwa f dan ω dalam perbandingan frekuensi adalah frekuensi-frekuensi mesin yang ditimbulkan oleh gaya-gaya tidak seimbang dan bergantung pada perputaran-perputaran tiap menit atau siklus tiap detik (Hz) dan f_n , ω_n , dan ω_d adalah frekuensi-sistem alami (n) dan teredam (d).

20-3 KASUS UMUM DASAR PONDASI BERGETAR

Gambar 20-5 menjelaskan kasus umum suatu pondasi dengan ragam getaran/eksitasi 6 derajat kebebasan yang mungkin. Dari gambar tersebut bisa kita peroleh

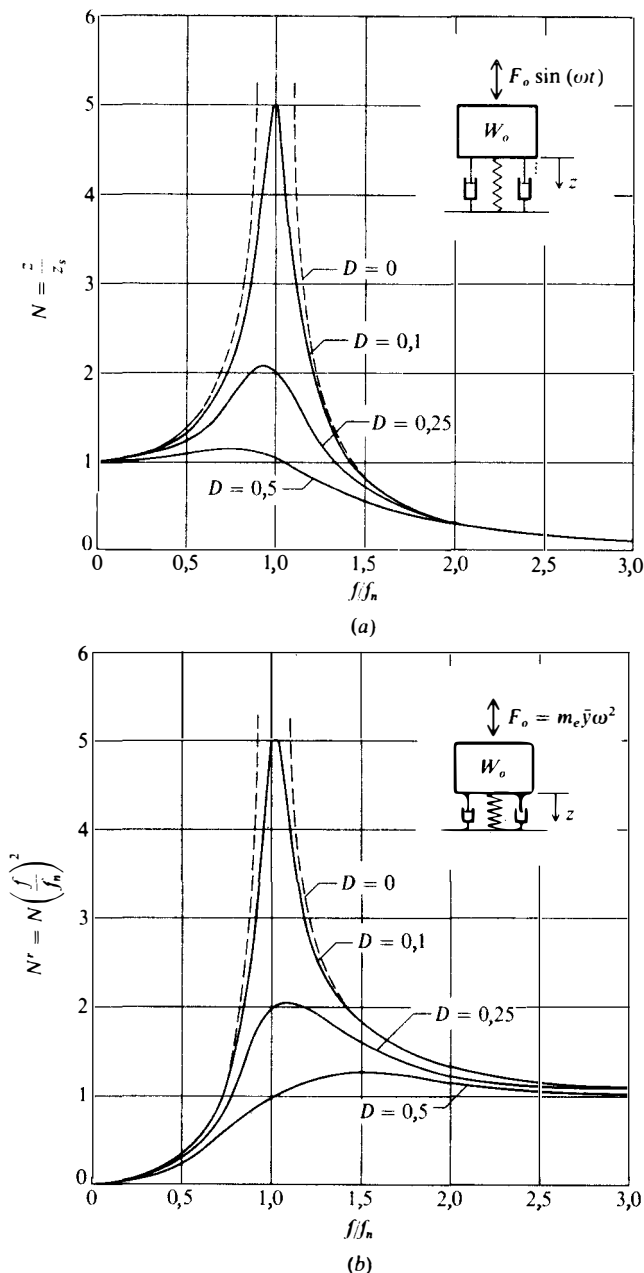
Translasi: 3 ragam sepanjang sumbu-sumbu X , Y , dan Z .

Rotasi: 3 ragam di sekeliling sumbu-sumbu X , Y , dan Z .

Rotasi di sekeliling sumbu-sumbu X dan Y biasanya disebut ragam bergoyang (rocking) dan rotasi pada sumbu Z disebut berguling (yawing).

Ada tiga prosedur yang digunakan untuk menganalisis ragam getaran tersebut:

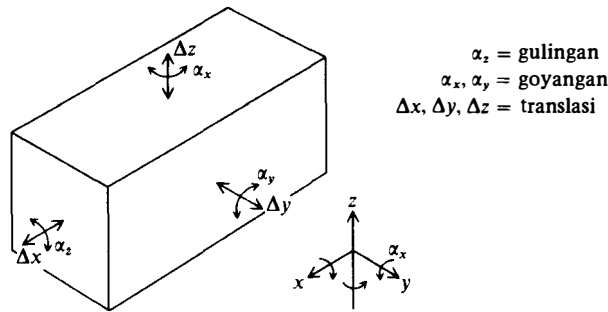
(a) Teori ruang-setengah [diuraikan oleh Sung (1953)]



GAMBAR 20-4. Hubungan amplitudo-frekuensi untuk getaran paksa teredam suatu sistem massa-pegas. (a) Gaya pengeksitasi dengan amplitudo konstan; (b) gaya pengeksitasi yang bergantung kepada frekuensi pengeksitasi ω . Di sini pegas K dan redaman c konstan. Untuk getaran-getaran tanah, K dan c bergantung kepada frekuensi sehingga bentuk kurva yang dihasilkan akan berbeda.

- (b) Metode-metode analog [seperti yang diberikan oleh Richard dan kawan-kawan (1970)].
- (c) Metode massa tergumpal atau parameter tergumpal (seperti yang diberikan pada Pasal sebelumnya).

Setelah melakukan studi pustaka dan memeriksa beberapa metode, diputuskan bahwa pendekatan massa tergumpal adalah prosedur yang bisa diandalkan dan lebih umum dari



α_z = gulingan
 α_x, α_y = goyangan
 $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ = translasi

GAMBAR 20-5. Blok pondasi empat persegi panjang dengan enam derajat kebebasan.

pada prosedur lainnya. Keadaan sekarang ini memungkinkan pengaturan konstanta pegas dan peredaman untuk frekuensi. Data-data tanah yang sama diperlukan seperti pada prosedur lainnya dan lagi metode ini lebih sederhana yang dibutuhkan hanyalah membuat program Persamaan (20-4a) untuk menambah frekuensi mesin/motor untuk mendapat amplitudo-amplitudo pergeseran yang sesuai dan melihat apakah amplitudo tersebut terlalu besar untuk peralatan tertentu. Tentu saja perlu juga memenuhi data-data seperti yang sudah dicatat sebagai input bersama-sama dengan parameter tanah. Program komputer akan sangat membantu dalam mengerjakan sebagian besar pekerjaan karena masalah ini memerlukan perhitungan yang intensif – terlebih sewaktu melakukan studi parametrik.

Dengan analogi langsung Persamaan (f), kita bisa menuliskan persamaan-persamaan diferensial sebagai berikut:

Untuk ragam gelincir:

$$\begin{aligned} \ddot{m}x + c_x\dot{x} + K_x x &= F_x(t) \\ \ddot{m}y + c_y\dot{y} + K_y y &= F_y(t) \end{aligned}$$

Untuk ragam bergoyang:

$$I_{\theta i} \ddot{\theta} + c_{\theta i} \dot{\theta} + K_{\theta i} \theta = F_{\theta i}(t)$$

Karena persamaan diferensial sama bentuknya untuk semua kasus, kita mempunyai pemecahan umum pada Persamaan (20-4a) dengan entri-entri yang sesuai dengan K_z , c_z , dan m sebagai berikut:

Sumbu	Pegas	Redaman	Massa, m_i =
Ragam translasi			
X	K_x	c_x	$m_x = m$
Y	K_y	c_y	$m_y = m$
Z	K_z	c_z	$m_z = m = W/g$
Ragam bergoyang dan berguling			
X	$K_{\theta x}$	$c_{\theta x}$	$I_{\theta x}$
Y	$K_{\theta y}$	$c_{\theta y}$	$I_{\theta y}$
Z	$K_{\theta z}$	$c_{\theta z}$	$I_{\theta z}$

di mana W = berat dasar pondasi + semua mesin-mesin dan peralatan-peralatan lainnya yang akan ikut bergetar bersama dasar pondasi.

Nilai-nilai $I_{\theta i}$ bisa dihitung dengan memakai rumus dalam Tabel 20-1 atau dengan metode-metode dari buku dinamika lainnya. Massa m yang dipakai dalam persamaan ini sama seperti pada semua ragam translasi. Sebagian besar massa momen-momen inersia bergabung dalam rumus transfer yang diperlukan; namun massa total m di semua ragam besarnya sama.

Pegas tanah (K_i) dan redaman (c_i) bisa dihitung dengan sejumlah prosedur yang menghitung perbedaan dalam pergeseran getaran. Untungnya efek-efek pegas dan redaman ada di bawah tanda akar pada Persamaan (20-4) sehingga efek yang diperkirakan agak berkurang. Namun kita tidak akan menghitung pergeseran sebesar 0,001 mm dan memperoleh nilai sebesar 0,01 mm yang mengakibatkan mesin yang didukung oleh dasar pondasi menjadi rusak karena gerakan-gerakan dasar pondasi yang berlebihan.

20-4 KONSTANTA PEGAS TANAH DAN REDAMAN

Barkan (1962) merupakan sumber yang sering dikutip untuk pegas tanah. Referensi lainnya seperti Richart dan kawan-kawan (1970) dan Novak dan Beredugo (1972) juga menyajikan metode-metode untuk menghitung nilai-nilai pegas. Dobry dan Gazetas (1986) melakukan studi pustaka untuk mendapatkan metode-metode penghitungan konstanta pegas dan redaman dan mengelompokkan nilai-nilai dari berbagai sumber versus satu faktor frekuensi tak berdimensi a_0 dan menghasilkan serangkaian kurva yang sesuai. Mereka kemudian membandingkan getaran-getaran yang diramalkan dalam kurva-kurva ini dengan nilai-nilai yang diukur dan memperoleh kesesuaian dalam semua kasus. Parameter frekuensi tidak berdimensi a_0 yang ditentukan untuk dasar pondasi bulat sebagai

$$a_0 = \frac{\omega r_0}{V_s} = \omega r_0 \sqrt{\frac{\rho}{G'}}$$

di mana kecepatan gelombang geser dalam tanah ditentukan oleh Persamaan (20-15) dengan ρ = kepadatan tanah dan G' = modulus geser yang ditetapkan dalam Pasal 20-5. Hubungan antara a_0 yang dipakai dalam kurva-kurva pegas versus a_0 dan redaman versus a_0 untuk dasar pondasi empat persegi panjang adalah

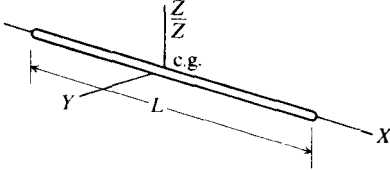
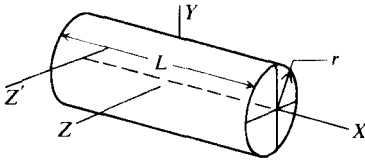
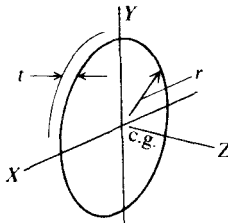
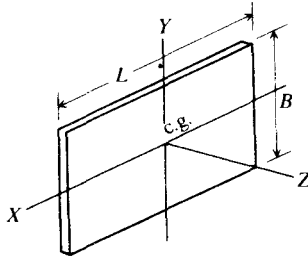
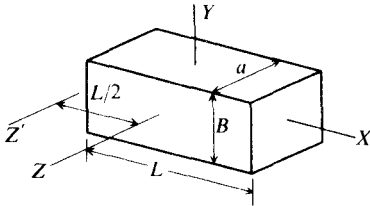
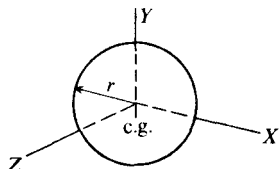
$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} \quad (20-7)$$

Harap diingat bahwa lebar dasar pondasi pada Gambar 20-6 adalah $2B$ sehingga nilai B yang dipakai dalam persamaan ini adalah setengah dari lebar dasar pondasi (analog dengan r_0 untuk dasar pondasi bulat). Di sini ω adalah frekuensi mesin dan bukan frekuensi alami sistem.

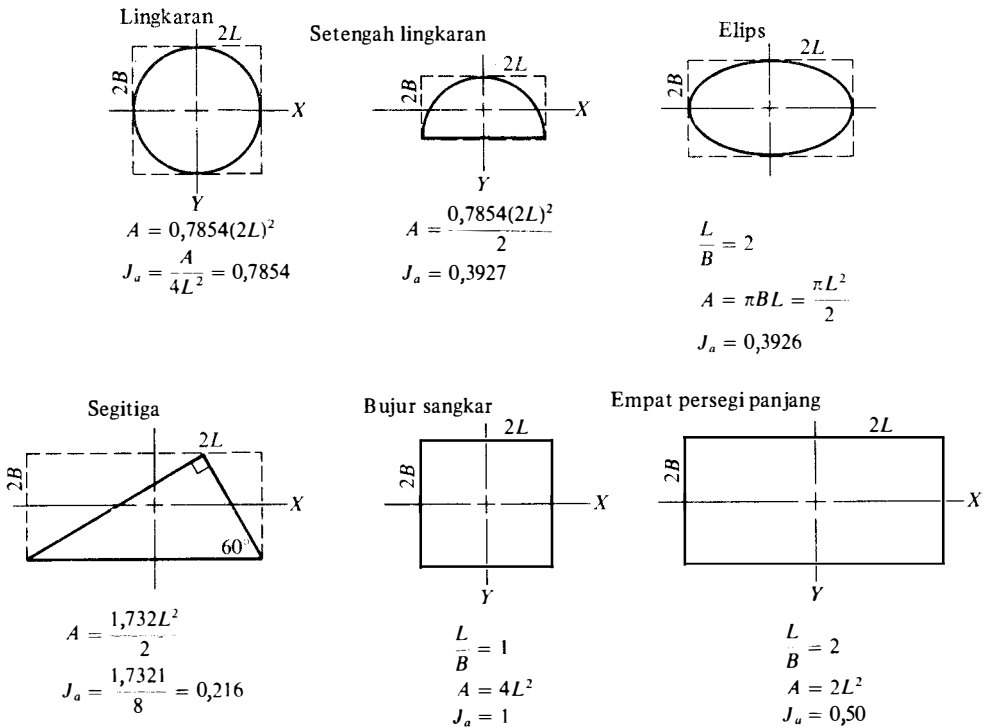
Pada sebagian besar kasus, dasar pondasi yang dieksitasi secara dinamis tidak berbentuk bulat dengan jari-jari r_0 tetapi berbentuk empat persegi panjang—sering kali dengan L/B sebesar 2 sampai 5. Cara-cara pemecahan yang diterbitkan sebelum Dobry dan Gazetas memerlukan pengubahan bentuk empat persegi panjang (atau lainnya) menjadi bentuk dasar pondasi bulat yang ekuivalen. Ekuivalen didefinisikan sebagai suatu dasar pondasi bulat dengan luas pada rencana sama dengan luas yang sesungguhnya. Kualitas

TABEL 20-1. Momen-momen inersia massa $I_{\theta i}$ untuk bentuk yang paling mungkin digunakan sebagai dasar pondasi yang bergetar.

Metode derivasi ditemukan di dalam hampir semua buku dinamika. Satuan-satuannya adalah massa \times panjang² (untuk fps = k \cdot ft \cdot s²). Gunakan rumus pemindahan untuk memindahkan menjadi sumbu-sumbu sejajar untuk bagian-bagian komposit.

Batang tipis		$I_{\theta y} = I_{\theta z} = \frac{1}{12}mL^2$
Silinder sirkuler		$I_{\theta x} = \frac{1}{2}mr^2$ $I_{\theta y} = I_{\theta z} = \frac{1}{12}m(3r^2 + L^2)$ $I_{\theta z'} = I_{\theta z} + mL^2/4$ (dasar)
Piringan tipis		$I_{\theta z} = \frac{1}{2}mr^2$ $I_{\theta x} = I_{\theta y} = \frac{1}{4}mr^2$
Plat empat persegi panjang tipis		$I_{\theta z} = \frac{1}{12}m(L^2 + B^2)$ $I_{\theta x} = \frac{1}{12}mB^2$ $I_{\theta y} = \frac{1}{12}mL^2$
Prisma empat persegi panjang		$I_{\theta x} = \frac{1}{12}m(a^2 + B^2)$ $I_{\theta y} = \frac{1}{12}m(a^2 + L^2)$ $I_{\theta z} = \frac{1}{12}m(B^2 + L^2)$ $I_{\theta z'} = I_{\theta z} + mL^2/4$ (dasar)
Bola		$I_{\theta x} = I_{\theta y} = I_{\theta z} = \frac{2}{5}mr^2$

Rumus pemindahan : $I_{\theta i'} = I_{\theta i} + md^2$



GAMBAR 20-6. Faktor $J_a = A/(4L^2)$ untuk beberapa bentuk-bentuk geometris. Perhatikan sumbu orientasi pada seinnua kasus dan panjang = $2L$ dan lebar = $2B$.

cara pemecahan ini memburuk saat perbandingan L/B meningkat seperti yang sudah diduga karena ini pondasi bulat merupakan model yang tidak baik untuk perbandingan L/B yang lebih besar. Kita perhatikan bahwa dalam menggunakan metode Dobry dan Gazetas yaitu akan lebih mudah mengubah dasar pondasi bulat menjadi empat persegi panjang ekuivalen daripada mengubah empat persegi panjang menjadi dasar pondasi bulat.

Metode ini menggunakan dimensi-dimensi dasar pondasi $2B \times 2L$ seperti pada Gambar 20-6. Perhatikan bahwa batasan lebih dasar pondasi adalah $2B$ dan panjangnya $2L$. Ini membuat luas rencana sebesar $2B \times 2L$ hanya untuk empat persegi panjang yang masif. Untuk bentuk dasar pondasi lainnya, seseorang harus mendapatkan dimensi-dimensi batasan dan menghitung luas dasar pondasi yang sesungguhnya dengan cara-cara yang praktis (mungkin dengan menggunakan jumlah beberapa komponen yang ada pada bujur sangkar, segitiga, dan lain-lain).

Sama seperti pada metode ini, dalam menghitung pegas tanah tertentu diperlukan rencana momen inersia pada sumbu-sumbu X , Y , atau Z . Perhitungan ini untuk empat persegi panjang masif.

$$I_x = 1,333LB^3 \quad I_y = 1,333BL^3 \quad \text{dan} \quad I_z = I_x + I_y = J$$

Dalam Gambar 20-6 bisa dilihat bahwa $2L$ selalu paralel dengan sumbu X yang membuat $L/B \geq 1$, dengan faktor $1,333 = 16/12$ karena kita memakai $2B \times 2L$. Jika dimensi-dimensi batasan tidak dipenuhi seluruhnya, maka kita perlu menghitung momen inersia pada sumbu sembarang (I_x pada sumbu X , dan seterusnya) dengan menggunakan jumlah bagian-bagian komponen dan formula transfer sumbu yang diperlukan.

Konstanta lainnya yang digunakan dalam prosedur ini adalah

$$J_a = \frac{\text{luas}}{4L^2} \quad (\text{tak berdimensi}) \tag{20-8}$$

dengan beberapa nilai J_a yang ditunjukkan dalam Gambar 20-6.

Pada waktu memakai metode ini yang dilakukan pertama kali adalah menghitung nilai-nilai pegas statis dengan menggunakan nilai-nilai kurva yang sesuai dalam Tabel 20-2 dan untuk nilai redaman memakai nilai-nilai dalam Tabel 20-4 untuk mendapatkan

$$\text{Pegas: } K_i \qquad \text{Redaman: } c_i$$

Nilai-nilai kemudian dikalikan dengan faktor-faktor frekuensi dependent η_i yang diaapat dari Gambar 20-7a, b, c (yang sesuai) dan dengan faktor-faktor λ_i dari kurva-kurva yang sesuai dengan persamaan-persamaan dalam Tabel 20-4 (telah dikerjakan oleh penulis untuk program komputer yang sesuai) Faktor-faktor ini menjadikan pegas dinamis dan koefisien redaman sebagai

$$\text{Pegas: } \bar{K}_i = \eta_i K_i \qquad \text{Redaman: } \bar{c}_i = \lambda_i c_i$$

Pegas dinamis K_i dan redaman c_i berdasar pada tanah elastis dengan bahan peredam nol. Bukti-bukti percobaan menunjukkan bahwa pada regangan yang kecilpun tanah menunjukkan suatu bahan redaman (atau histeresis). Hal ini biasanya ditentukan dengan menggunakan suatu perbandingan frekuensi dependent β_d yang selanjutnya digunakan untuk mengatur K_i dan c_i menurut Lysmer yang dikutip oleh Dobry dan Gazetas (1986) sebagai berikut:

$$K_i = \bar{K}_i - \omega \bar{c}_i \beta_d \tag{20-9}$$

$$c_i = \bar{c}_i + \frac{2\bar{K}_i \beta}{\omega} \tag{20-10}$$

Nilai-nilai K_i dan c_i ini dipakai dalam Persamaan (20-4) atau variasinya tergantung dari translasi atau goyangan yang terjadi.

Nilai-nilai bahan peredam β_d berkisar antara 0,01 sampai 0,10 seperti yang diberikan oleh Whitman dan Richart (1967) yang menyusun nilai-nilai tersebut dari sejumlah sumber termasuk Barkan (1962) yang menyarankan nilai-nilai yang berkisar antara 0,02 sampai 0,05. Pada umumnya jangkauan nilai-nilai di antara 0,02 sampai 0,05.

1. Memungkinkan memasukkan input parameter-parameter masalah (data-data dasar pondasi, data-data tanah, dan data gaya dinamis).
2. Menghitung pegas dan redaman statis dan faktor-faktor dinamis η_i dan λ_i yang sesuai untuk ragam tersebut. Gunakan Gambar 20-7 untuk faktor η_i .
3. Menghitung nilai-nilai pegas dan redaman dinamis dengan menggunakan Persamaan (20-9) dan (2-10).
4. Mengerjakan Persamaan (20-4a) untuk amplitudo pergeseran atau Persamaan (20-4b) untuk faktor perbesaran yang diterapkan pada pergeseran statis.
5. Mengeluarkan output hasil perhitungan sehingga bisa diperiksa kebenarannya sewaktu-waktu.

Untuk menyelesaikan masalah di atas, disediakan program komputer dalam Lampiran B. Subrutin bebas dipakai sehingga bisa dibuat bermacam-macam modifikasi. Program ini menggunakan persamaan-persamaan untuk dasar pondasi empat persegi panjang dalam

TABEL 20-2

Pegas dinamik K_i untuk dipakai dalam Persamaan (20-4a). Dapatkan faktor-faktor S_i dari Tabel 20-3

Nilai-nilai yang disajikan adalah nilai-nilai "statis" yang masih harus dikalikan dengan faktor η_i dalam Gambar 20-7. Ingat, $2L$ = panjang dasar pondasi dan $2B$ = lebar dasar pondasi dengan L sejajar dengan sumbu X dan B sejajar dengan sumbu Y .

Untuk dasar pondasi empat persegi panjang	Dasar pondasi bulat	Jalur
<i>Ragam Vertikal</i>		
$K_z = S_z \frac{2LG'}{1 - \mu}$	$K_z = \frac{4G'B}{1 - \mu}$	$K_z = \frac{0,8G'(2L)}{1 - \mu}$
<i>Ragam Horizontal</i>		
Paralel sumbu Y		
$K_y = S_y \frac{2LG'}{2 - \mu}$	$K_y = \frac{8G'B}{2 - \mu}$	$K_y = \frac{2,24G'(2L)}{2 - \mu}$
Paralel sumbu X		
$K_y = S_y \frac{2LG'}{2 - \mu}$ $K_x = K_y - \frac{0,21LG}{0,75 - \mu} (1 - B/L)$	$K_x = K_y$ $(\eta_x = 1 \text{ untuk } K_x \text{ maka } \bar{K}_x = K_x)$	
<i>Ragam Goyangan</i>		
Pada sumbu X		
$K_{\theta x} = S_{\theta x} \frac{G'}{1 - \mu} (I_{\theta x})^{0,75} \left(\frac{B}{L}\right)^{-1/4}$	$K_{\theta x} = \frac{8G'B^3}{3(1 - \mu)}$	$K_{\theta x} = \frac{\pi(2L)G'B^2}{2 - 2\mu} \left\{ 1 + \left(\frac{\ln(3 - 4\mu)}{\pi} \right)^2 \right\}$
Pada sumbu Y		
$K_{\theta y} = S_{\theta y} \frac{G'}{1 - \mu} (I_{\theta y})^{0,75}$	$K_{\theta y} = K_{\theta x}$	
<i>Ragam Torsi</i>		
$K_t = S_t G'(J)^{0,75}$	$K_t = \frac{16G'B^3}{3}$	

¹ Sekolah Dobry dan Gazetas (1986)

TABEL 20-3 Faktor-faktor S_i untuk menghitung K_i Tabel 20-2

Ragam	Yang diterapkan	
Vertikal:	$S_z = 0,8$	$J_a \leq 0,02$
	$S_z = 0,73 + 1,54(J_a)^{0,75}$	$J_a > 0,02$
Horisontal:	$S_y = 2,24$	$J_a \leq 0,16$
	$S_y = 4,5(J_a)^{0,38}$	$J_a > 0,16$
Goyangan:	$S_{\theta x} = 2,54$	$B/L \leq 0,4$
	$S_{\theta x} = 3,2(B/L)^{1,4}$	$B/L > 0,4$
	$S_{\theta y} = 3,2$	Seluruh B/L
Torsi:	$S_t = 3,8 + 10,7(1 - B/L)^{1,0}$	Seluruh B/L

J_a = daerah/(4L)² di mana 2L = panjang dasar. Daerah = 2B × 2L untuk empat persegi panjang masif.

TABEL 20-4 Konstanta redaman untuk menghitung koefisien redaman c_i didapat dengan memakai kurva penyesuaian untuk memperbesar angka-angka dari Dobry dan Gazetas (1986). Nilai-nilai telah diprogram dalam program komputer.

Untuk pedoman vertikal dalam rentang $0 \leq a_o \leq 1,5$

$$\lambda_z = \frac{c_z}{\rho V_{LA}A} = X_1 + (a_oR)X_2 + (a_oR)^2X_3 + X_4 \exp(-a_oR)$$

$L/B = R$	X_1	X_2	X_3	X_4
1	0,9716	-0,0500	0,0520	-0,0660
2	1,2080	-0,1640	0,0385	-0,2515
4	1,0900	-0,0025	0,0012	0,0000
6	1,2285	-0,0359	0,0024	0,1515
10	1,3112	-0,0285	0,0011	0,4388

$$V_{LA} = \frac{3,4}{\pi(1 - \mu)} V_s$$

 $A = \text{Luas dasar pondasi sebenarnya}$

Untuk $R > 10$ pakai $\lambda_z = \lambda_{z(10)}(1 + 0,001R)$ Untuk $a_o > 1,5$ pakai $c_z = \rho V_{LA}A$

Untuk redaman gelincir paralel terhadap sumbu Y dalam rentang $0 \leq a_o \leq 1.5$

$$\lambda_y = \frac{c_y}{\rho V_sA} = X_1 + (a_oR)X_2 + (a_oR)^2X_3 + X_4 \exp(-a_oR)$$

$L/B = R$	X_1	X_2	X_3	X_4
1	1,5720	-0,6140	0,2118	-0,7062
2	1,0200	0,0000	0,0000	0,0000
4	1,7350	-0,2915	0,0288	-0,4950
10	1,8040	-0,1273	0,0051	0,7960

Untuk $R > 10$ gunakan $\lambda_{y(R)} = \lambda_{y(10)}(1 + 0,0025R)$ Untuk $a_o > 1,5$ gunakan $c_y = \rho V_sA$

Untuk redaman gelincir paralel terhadap sumbu X yang digunakan sebagai berikut

$0 \leq L/B \leq 3$ gunakan $c_x = \lambda_{y(1)}\rho V_sA$ $L/B > 3$ gunakan $c_x = \rho V_sA$

TABEL 20-4 (Lanjutan)

Untuk redaman goyangan gunakan:

$$\lambda_{ri} = \frac{c_i}{\rho V_{LA} I_i} = a_0 X_1 + a_0^2 X_2 + a_0^3 X_3 + a_0^4 X_4$$

$\lambda_{rx} =$ goyangan pada sumbu X				
$L/B = R$	X_1	X_2	X_3	X_4
1 & 2	0,0337	1,1477	-1,0369	0,2849
5	1,0757	-0,4492	-0,1621	0,1550
≥ 10	1,6465	-1,5247	0,8516	-0,2046

$\lambda_{ry} =$ goyangan pada sumbu Y				
1	0,0337	1,1477	-1,0369	0,2849 (sama seperti λ_{rx})
2	0,2383	1,6257	-1,6804	0,4895
3	0,6768	1,5620	-2,0227	0,6382
4 & 5	1,4238	0,5046	-1,5762	0,6052

Untuk $R \geq 100 (\cong \infty) \lambda_{ry} = 1$

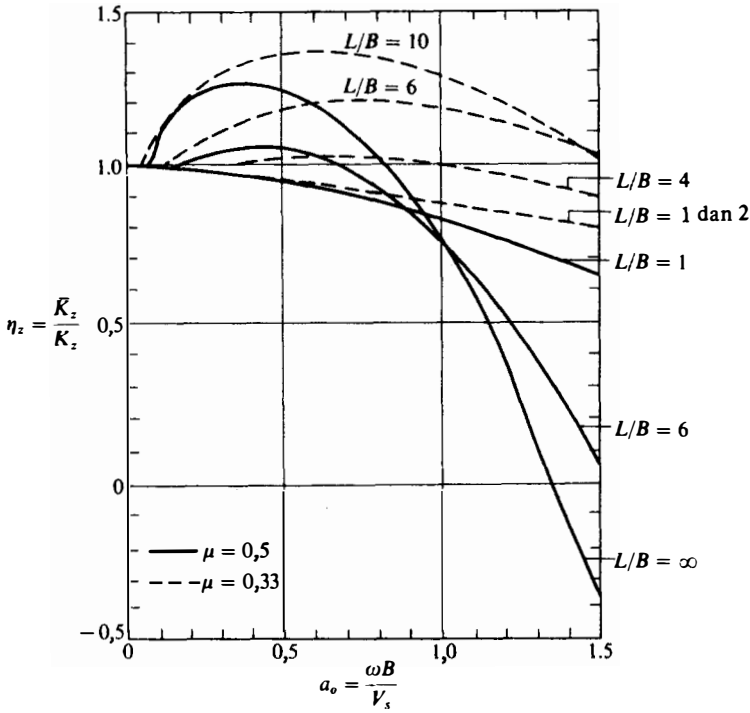
Untuk redaman torsi gunakan:

$$\lambda_t = \frac{c_t}{\rho V_s J} = a_0 X_1 + a_0^2 X_2 + a_0^3 X_3 + X_4 \tan^{-1} \frac{R}{a_0}$$

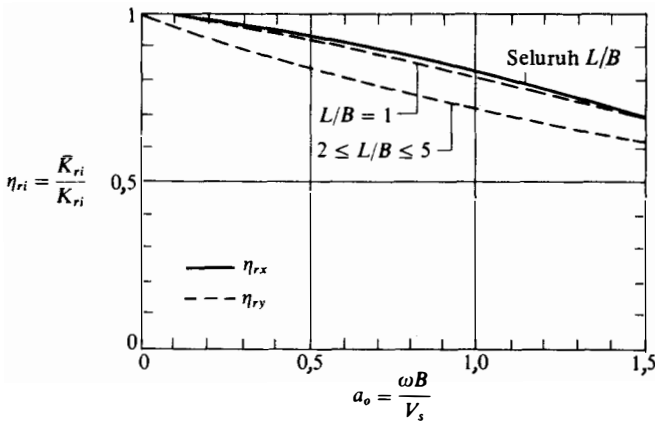
$L/B = R$	X_1	X_2	X_3	X_4
1	-0,0452	0,5277	-0,1843	0,0214
2	0,8945	-0,2226	-0,0042	-0,0612
3	1,6330	-0,8238	0,1156	-0,0962
4	2,6028	-2,0521	0,5312	-0,1070
> 100	$\lambda_t = 1,0$			

Tabel 20-2 dan 20-3. Sebuah kurva penyesuaian (analisis tipe regresi) dipakai untuk memperoleh kurva-kurva Gambar 20-7 dengan koefisien yang langsung diprogram untuk nilai-nilai η_i . Skema kurva penyesuaian yang sama dipakai untuk menghasilkan Tabel 20-4 dari referensi yang dikutip (tanpa menyajikan angka-angka untuk menghemat halaman). Koefisien-koefisien lalu diprogram dalam beberapa subrutin dalam program sehingga λ_i bisa diperoleh. Suatu interpolasi linier di antara kurva-kurva dipakai untuk nilai-nilai segera L/B .

Program sebaiknya dibatasi sampai $L/B \leq 5$. Kita sebaiknya memeriksa jarak nilai L/B yang disajikan dalam Gambar 20-7 atau dalam Tabel 20-4 karena ragam getaran tertentu memungkinkan L/B yang lebih besar. Jarak nilai a_0 harus dibatasi antara nol dan 1,5 (jarak nilai umum yang disajikan dalam sebagian besar sumber pustaka) yang mencakup hampir semua desain dasar pondasi yang memungkinkan. Untuk a_0 yang melebihi 1,5, kita harus mempunyai mesin berkecepatan sangat tinggi (dengan ω besar) dan/atau kecepatan gelombang geser tanah V_s yang kecil. Pada kasus-kasus ini diperlukan penguatan tanah atau penggunaan tiang-tiang pancang jika kontrol getaran kritis.

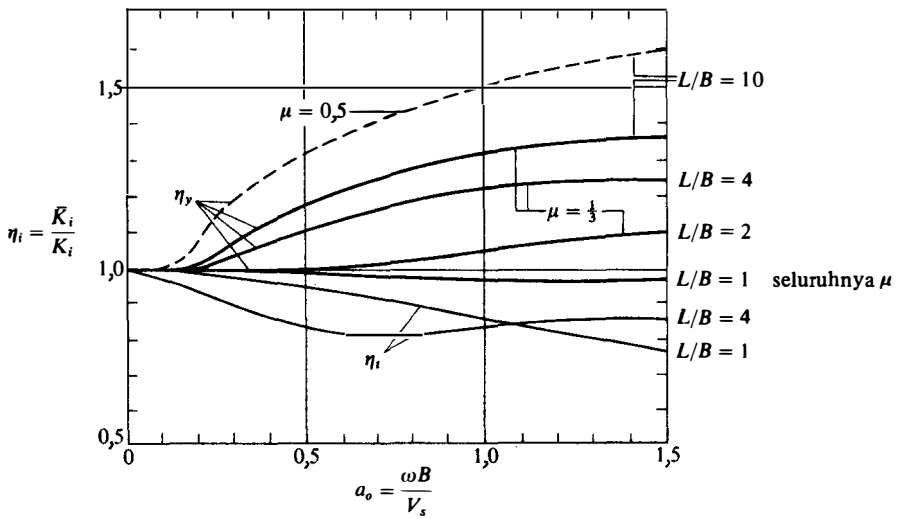


(a) Faktor-faktor η_z vertikal. Perhatikan bahwa faktor ini bergantung kepada perbandingan Poisson μ . Gunakan $\mu = 0,5$ untuk lempung jenuh dan $\mu = 0,33$ untuk tanah jenis lainnya.



(b) Faktor-faktor η_{rx} dan η_{ry} goyangan.

GAMBAR 20-7 Faktor-faktor η_i untuk mengubah pegas-pegas statis Tabel 20-2 menjadi nilai-nilai dinamis $\bar{K}_i = \eta K_i$. Kurva-kurva diringkas dari Dobry dan Gazetas (1985).



(c) Faktor-faktor gelincir η_y dan torsi η_t . Semua faktor torsi $\eta_t < 1$.

20-5 SIFAT-SIFAT TANAH UNTUK DESAIN DASAR PONDASI DINAMIS

Konstanta pegas tanah yang disajikan dalam Tabel 20-2 bergantung langsung kepada modulus geser tanah dinamis G' dan juga perbandingan Poisson μ . Perlu diketahui beratnya untuk menghitung kepadatan tanah $\rho = \gamma/g$. Biasanya μ diperkirakan berkisar antara 0,3 sampai 0,5 seperti yang dikerjakan dalam Bab 5 untuk penurunan pondasi. Kita perhatikan bahwa koefisien dinamis η_s dan η_y juga bergantung pada μ ; namun di sini hanya ada dua nilai—0,333 dan 0,50 (seperti yang diprogramkan dalam program komputer). Kedua nilai ini mungkin sudah cukup memadai untuk semua masalah karena hal tersebut masih merupakan perkiraan.

Berat isi tanah bisa langsung dihitung dengan memakai prosedur yang diuraikan dalam Contoh 2-1 jika tanah ini merupakan tanah kohesif. Untuk kasus-kasus lainnya, berat isi tanah biasanya diperkirakan cukup cermat dengan memakai Tabel 3-4 atau cukup hanya mengambil nilai di antara 17 dan 20 kN/m³ (110 sampai 125 pcf). Nilai-nilai ini bisa dipakai untuk analisis dinamis karena tidak seorang pun akan menempatkan suatu dasar pondasi pada tanah lepas. Masalah ini bisa diatasi dengan cara dipadatkan, diperkaku dengan zat tambahan atau kolom-kolom batu, atau dasar pondasi ditempatkan pada tiang-tiang pancang.

Penentuan G' di Laboratorium

Modulus geser bisa diperkirakan dengan pengujian resonan-kolom (resonant-column). Hal ini membutuhkan perlengkapan laboratorium khusus yang terdiri dari sel-sel triaksial yang dibuat khusus untuk menghasilkan getaran beramplitudo sangat kecil terhadap tanah percobaan. Cara pelaksanaannya dijelaskan secara terinci dalam Cunney dan Fry (1973) dan dalam ASTM D 4015.

Nilai modulus geser dinamis G' bisa dikira-kira dengan menggunakan persamaan empiris yang disajikan oleh Hardin dan Black (1968) sebagai

$$G' = \frac{6900(2,17 - e)^2}{1 + e} \sigma_o^{0,5} \quad \text{kPa} \tag{20-11}$$

untuk pasir berbutir bundar $e < 0,80$.

Untuk bahan-bahan butiran sudut dengan $e > 0,6$ dan lempung dengan aktivitas sedang maka perkiraan G' adalah

$$G' = \frac{3230(2,97 - e)^2}{1 + e} \sigma_o^{0,5} \quad \text{kPa} \tag{20-12}$$

Hardin dan Drnevich (1972) memasukkan perbandingan konsolidasi lebih (OCR) ke dalam Persamaan (20-12) untuk mendapatkan

$$G' = \frac{3230(2,97 - e)^2}{1 + e} \text{OCR}^M \sigma_o^{0,5} \quad \text{kPa} \tag{20-13}$$

di mana e = perbandingan ruang kosong (in situ (langsung di tempat) atau contoh pengujian)

$$\sigma_o = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = \text{tegangan efektif utama rata-rata}$$

$$\text{in situ gunakan } \sigma_1(1 + 2K_o)/3, \text{ kPa}$$

Nilai-nilai M dalam Persamaan (20-13) tergantung dari perbandingan konsolidasi lebih (OCR) dan indeks plastisitas tanah berikut ini:

$I_p, \%$	0	20	40	60	80%
M	0	0,18	0,30	0,41	0,48

Anderson dan kawan-kawan (1978) dan lainnya menunjuk bahwa persamaan-persamaan ini memungkinkan untuk meramal nilai G' lebih rendah in situ (langsung di tempat) dengan faktor antara 1,3 sampai 2,5 karena tidak dimungkinkan adanya pembentukan semen (cementation) dan ketidakisotropian (anisotropi). Di lain pihak, Kim dan Novak (1981) menemukan bahwa persamaan ini bisa meramalkan nilai G' yang lebih tinggi pada lempung- dan lumpur Kanada. Mereka menemukan bahwa sebagai ganti konstanta $C = 3230$, nilai berkisar antara 440 sampai 1450 dengan nilai rata-rata 770 dan untuk σ_o separuhnya

TABEL 20-5 Nilai-nilai representatif modulus geser G'

Bahan	ksi	MPa
Pasir kuarsa padat bersih	1,8–3	12–20
Pasir halus seperti mika	2,3	16
Pasir Berlin ($e = 0,53$)	2,5–3,5	17–24
Pasir tanah liat	1,5	10
Pasir-kerikil padat	10 ⁺	70 ⁺
Lempung berlumpur lunak basah	1,3–2	9–15
Lempung berlumpur lunak kering	2,5–3	17–21
Lempung berlumpur kering	4–5	25–35
Lempung sedang	2–4	12–30
Lempung berpasir	2–4	12–30

mendekati 0,65. G' khusus yang didapatkan oleh beberapa peneliti disajikan dalam Tabel 20-5 sebagai suatu pedoman atau untuk perkiraan pendahuluan amplitudo getaran. Orang tidak bisa memakai nilai-nilai pengujian triaksial statis E_s untuk menghitung nilai-nilai dinamis G' . Nilai-nilai triaksial G' terlalu kecil untuk faktor sebesar 2 atau lebih. Hal ini terutama disebabkan oleh kenyataan bahwa nilai-nilai getaran G' pada amplitudo regangan yang sangat rendah mempunyai order 10^{-3} dan kurang dari itu sedangkan nilai triaksial statis minimum kira-kira sebesar 10^{-2} atau lebih besar.

Penentuan Modulus Geser Dinamis G' Langsung di Tempat

Pada massa tanah homogen dan elastis yang diberi tegangan dinamis pada satu titik dekat permukaan, akan terjadi tiga gelombang elastis yang merambat keluar dengan kecepatan yang berbeda-beda. Gelombang-gelombang tersebut adalah

Gelombang kompresi (atau P)

Gelombang geser (atau S sekunder)—umumnya gelombang interest

Gelombang permukaan (atau Rayleigh)

Kecepatan gelombang Rayleigh kira-kira 10% lebih kecil daripada kecepatan gelombang geser. Pengukuran-pengukuran di permukaan sering dilakukan untuk pengganti gelombang geser karena bentuk gelombang kompleks yang diperlihatkan pada unit pengambil (pickup unit) hampir merupakan gelombang datang yang simultan. Puncak-puncak gelombang pada bentuk gelombang digunakan untuk menunjukkan gelombang datang sehingga waktu perambatan dari sumber kejutan sampai ke unit deteksi bisa dihitung. Kecepatan kompresi dan gelombang geser berhubungan dengan konstanta elastis tanah menurut Teori Elastisitas sebagai berikut:

$$\text{Kompresi} : V_c = \sqrt{\frac{E_s(1 - \mu)}{\rho(1 + \mu)(1 - 2\mu)}} \quad (20-14)$$

$$\text{Geser:} \quad V_s = \sqrt{\frac{G'}{\rho}} \quad (20-15)$$

Hubungan antara modulus geser G' dan modulus tegangan-regangan (stress-strain) E_s adalah sama seperti pada nilai-nilai statis dan diberikan oleh Persamaan (b) pada Pasal 2-14 yang diulangi di sini untuk memudahkan dan dengan sedikit pengaturan kembali

$$E_s = 2(1 + \mu)G'$$

Dengan membagi Persamaan (20-15) dengan Persamaan (2-14), pengakaran, substitusi, dan penyederhanaan akan didapat

$$\left(\frac{V_s}{V_c}\right)^2 = \frac{1 - 2\mu}{2(1 - \mu)} \quad (20-16)$$

Dari persamaan terakhir ini kita lihat bahwa gelombang geser berkisar antara

$$0 \leq V_s \leq 0,707V_c$$

tergantung pada perbandingan Poisson μ . Dari sini jelas tampak bahwa gelombang-gelombang kompresi akan sampai lebih dahulu pada unit deteksi beberapa saat sebelum gelombang geser dan gelombang permukaan.

Modulus geser bisa diperoleh dengan cara mencari ukuran-ukuran di lapangan kecepatan gelombang geser V_s dan dengan memakai Persamaan (20-15) untuk mendapat

$$G' = \rho V_s^2$$

Kecepatan gelombang geser langsung di tempat V_s bisa diperoleh dengan menggunakan metode-metode lubang-silang dan lubang-bawah yang diuraikan secara terinci oleh Woods (1986 dengan sejumlah besar referensi). Pada metode lubang-silang (lihat Gambar 20-8a), dua lubang bor yang terpisah dengan jarak yang diketahui dibor sampai pada kedalaman tertentu, mulai dari B di dekat dasar pondasi sehingga gelombang geser bisa diukur di antara kedua lubang dan di seberang dasar pondasi. Sebuah peralatan sensor dipasang di bagian samping atau di bawah salah satu lubang dan sebuah alat pembuat kejutan (ledakan kecil) dipasang di lubang yang satunya. Sebuah pemacu diberi kejutan sehingga lama waktu gelombang geser yang diinduksi bisa diamati pada unit pickup. Lama waktu melintasi jarak antara kedua lubang memberi kecepatan gelombang geser

$$V_s = \frac{\text{jarak antara lubang}}{\text{waktu rambat gelombang}}$$

Metode lubang-bawah hampir sama dengan metode di atas, tetapi mempunyai kelebihan karena hanya memerlukan satu lubang bor seperti pada Gambar 20-8b. Pada metode ini sebuah lubang dibor dan sebuah alat pengejut dipasang pada kedalaman yang diketahui. Sebuah detektor kejutan dipasang pada kedalaman yang diketahui dan diberi suatu kejutan. Sama seperti metode lubang-silang, kita bisa mengukur waktu kedatangan gelombang geser dan dengan menghitung sisi diagonal segitiga akan didapat jarak perambatan. Peralatan detektor kemudian ditempatkan pada kedalaman yang lebih besar dan pengujian diulangi lagi, dan seterusnya, sampai nilai V_s rata-rata yang layak diperoleh. Hoar dan Stokoe (1978) membahas secara terinci langkah-langkah pencegahan yang diambil dalam melakukan salah satu dari kedua pengujian tersebut sehingga hasilnya sesuai dengan upaya pengujian.

V_s digunakan untuk menghitung G' dengan memakai nilai perkiraan (atau pengukuran) kepadatan tanah dan dengan memperhatikan detail pengujian bisa mencegah kemungkinan kesalahan modulus geser tidak lebih dari $\pm 25\%$. Namun perbandingan Poisson lebih menyusahkan karena perbedaan antara $\mu = 0,3$ dan $0,4$ bisa mengakibatkan kesalahan sebesar 16% dalam menghitung pegas tanah.

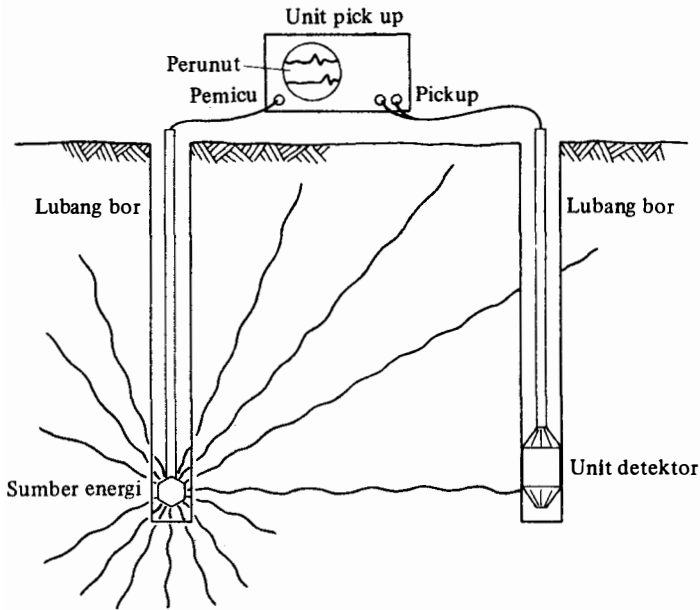
Schmertmann (1978a) menyarankan bahwa V_s mungkin bisa dihubungkan dengan nilai SPT N atau CPT q_0 . Dari pengelompokan sejumlah besar nilai-nilai N pada pengujian tempat proyek (site) dalam tanah, tampak bahwa V_s tempat proyek $\cong 50N_{70}$. Karena tidak adanya data-data yang lebih baik untuk pasir, seseorang bisa memakai

$$V_s = 40 \text{ hingga } 60N_{70}$$

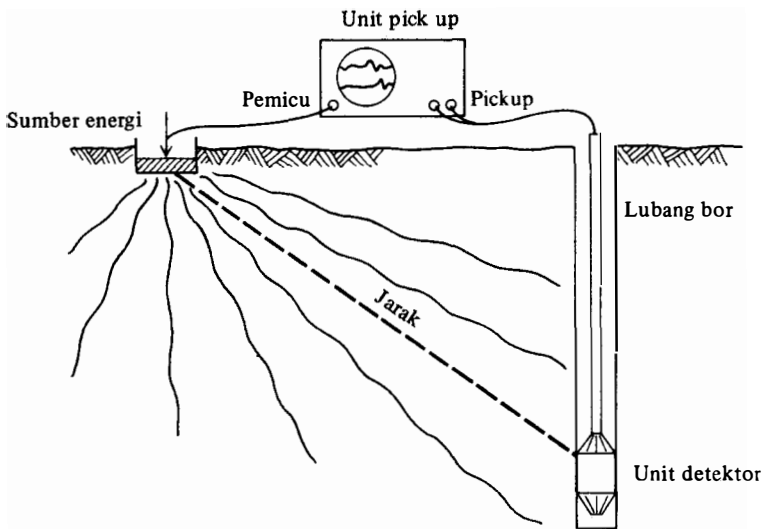
dengan memperhitungkan jarak nilai untuk meningkatkan kepadatan tanah halus atau kasar, dan lain-lain. Gunakan Tabel 20-5 sebagai pedoman tambahan.

20-6 GAYA-GAYA MESIN TAK SEIMBANG

Perlu diketahui gaya-gaya tak seimbang dari mesin, atau motor dan lokasinya sehubungan dengan referensi untuk dasar pondasi mesin. Para pengusaha harus memberi informasi tentang mesin dan motor. Insinyur proyek akan mencari dengan suatu cara jika getaran-getaran tersebut berasal dari hembusan angin dan sebagainya.



(a) Metode lubang-silang dan pengujian dilakukan pada kedalaman z_i

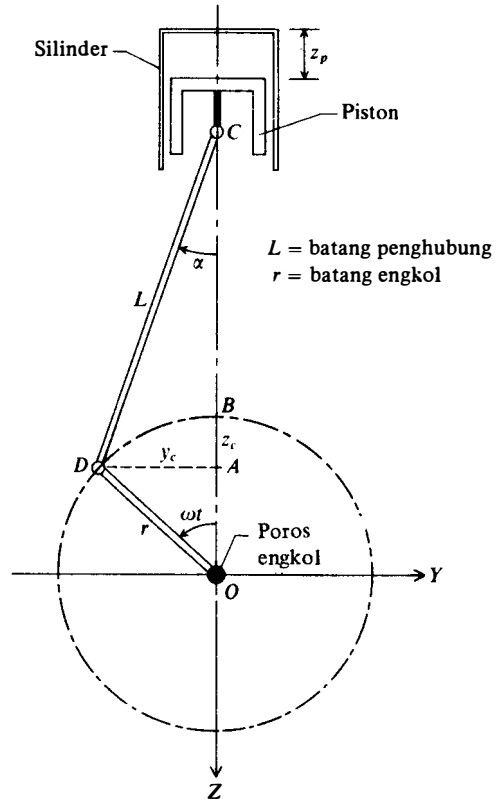


(b) Metode lubang-bawah dengan pengujian pada kedalaman z_i

GAMBAR 20-8. Dua metode in situ (langsung di tempat) yang direkomendasikan untuk memperoleh modulus geser G' .

Untuk menjelaskan konsep tentang bagaimana sebuah mesin menghasilkan gaya-gaya primer dan sekunder, kita pelajari secara singkat mesin silinder tunggal pada Gambar 20-9. Dengan menetapkan z_p = perpindahan ke bawah piston dari nol di puncak titik mati (saat $\omega t = 0$ dan maksimum terjadi pada saat $\omega t = \pi$ rad berlawanan dengan arah jarum jam) dengan waktu t , kita akan mempunyai untuk ωt

$$z_p = r(1 - \cos \omega t) + L(1 - \cos \alpha)$$

**GAMBAR 20-9**

Bagian-bagian yang bergerak dari mesin silinder tunggal yang menghasilkan gaya-gaya frekuensi dependent tak seimbang.

tetapi $\alpha = f(\omega t)$ karena y_c bagian dari r dan L sehingga

$$\sin \alpha = \frac{r}{L} \sin \omega t$$

Dengan memakai serangkaian hubungan trigonometri [lihat Den Hartog (1952)] kita akhirnya memperoleh

$$\begin{aligned} z_p &= \left(r + \frac{r^2}{4L} \right) - r \left(\cos \omega t + \frac{r}{4L} \cos 2\omega t \right) \\ \dot{z}_p &= r\omega \left(\sin \omega t + \frac{r}{2L} \sin 2\omega t \right) \\ \ddot{z}_p &= r\omega^2 \left(\cos \omega t + \frac{r}{L} \cos 2\omega t \right) \end{aligned} \quad (20-17)$$

Dengan penggunaan yang sama bisa dipakai untuk engkol untuk mencari

$$\begin{aligned} y_c &= -r \sin \omega t & z_c &= r(1 - \cos \omega t) \\ \dot{y}_c &= -r\omega \cos \omega t & \dot{z}_c &= r\omega \sin \omega t \\ \ddot{y}_c &= r\omega^2 \sin \omega t & \ddot{z}_c &= r\omega^2 \cos \omega t \end{aligned} \quad (20-18)$$

Dengan menandai massa piston ditambah sebagian dari batang penghubung sebagai massa bolak-balik vertikal m_{rec} yang berpusat pada titik C dan massa engkol ditambah sisa batang penghubung sebagai massa berputar m_{rot} berpusat pada D , kita dapatkan gaya-gaya tak seimbang sebagai:

$$\begin{aligned} \text{Vertikal: } F_z &= m_{\text{rec}} \ddot{z}_p + m_{\text{rot}} \ddot{y}_c \\ F_z &= (m_{\text{rec}} + m_{\text{rot}}) r \omega^2 \cos \omega t + m_{\text{rec}} \frac{r^2 \omega^2}{L^2} \cos 2\omega t \quad (20-19) \end{aligned}$$

$$\text{Horisontal: } F_y = m_{\text{rot}} \ddot{y}_c = m_{\text{rot}} r \omega^2 \sin \omega t \quad (20-20)$$

Dari gaya-gaya tersebut, pada Persamaan (20-19) terdiri dari dua bagian

$$\text{Gaya primer: } (m_{\text{rec}} + m_{\text{rot}}) r \omega^2 \cos \omega t$$

$$\text{Gaya sekunder: } m_{\text{rec}} \frac{r^2 \omega^2}{L^2} \cos 2\omega t$$

Ini merupakan gaya-gaya vertikal primer dan sekunder dan mencapai maksimum pada $\omega t = 2\omega t = 0$ dan kelipatannya dari π sehingga $\cos = 1$ dengan tanda yang sama. Harus kita perhatikan bahwa gaya-gaya ini merupakan frekuensi dependent sehingga gaya-gayanya lebih besar pada 3000 r/min (rpm) daripada pada 2000 rpm.

Ada satu gaya primer horisontal yang didapat dari Persamaan (20-20)—tidak ada gaya sekunder karena hanya ada satu syarat. Gaya ini mencapai maksimum pada $\omega t = \pi/4$, $5\pi/4$, dan seterusnya, dan akan berada sejauh \bar{y} di atas pusat *interface* dasar pondasi-tanah dan akan mengakibatkan momen goyangan pada sumbu X (yang tegak lurus terhadap bidang kertas dan melalui titik 0 pada Gambar 20-9). Dalam kasus ini gaya horisontal menimbulkan satu ragam gelincir (sliding) dan satu ragam goyangan. Pada bagian berikutnya kita akan melihat bahwa kedua ragam ini umumnya inter-dependent (saling bergantung) atau berpasangan (coupled).

Sebagian besar motor dan yang serupa memiliki lebih dari satu silinder dan pemilik pabrik berusaha menjaga supaya gaya-gaya tak seimbang tetap kecil (memakai r dan massa-massa yang kecil dan memiliki satu engkol yang berputar berlawanan dengan arah jarum jam sedangkan, yang satunya berputar searah jarum jam, dan sebagainya). Upaya ini mungkin untuk meminimalkan gaya-gaya tak seimbang dan momen-momen akibat goyangan namun tidak mungkin untuk mengeliminasi.

Prosedur perhitungan bisa dipakai untuk mendapatkan gaya-gaya tak seimbang, tetapi contoh sederhana ini menggambarkan sulitnya pekerjaan ini (misalnya, bagaimana seseorang menentukan L di antara m_{rot} dan m_{rec} ?). Karena itu para pengusaha peralatan menggunakan peralatan data elektronik tambahan seperti transduser pergeseran dan akselerometer yang ditempatkan pada titik-titik strategis pada mesin untuk mengukur pergeseran-pergeseran pada titik-titik tersebut pada beberapa frekuensi operasional (atau rpm). Data-data ini bisa dipakai untuk menghitung kembali gaya-gaya karena massa total mesin bisa diperoleh dengan penimbangan. Dengan memakai metode-metode ini kita bisa langsung memperoleh gaya-gaya tak seimbang tanpa memakai massa beberapa bagian komponen.

Data-data ini bisa diperoleh dari pemilik pabrik untuk mendesain dasar pondasi peralatan sebagai kontrol getaran. Kita juga harus waspada jika seandainya dasar pondasi tidak berfungsi seperti yang diharapkan (getarannya terlalu besar atau mesin menjadi rusak), biasanya transduser dan akselerometer dipasang pada instalasi untuk memastikan apakah pondasi tidak tepat desainnya atau pemilik pabrik memberikan data-data mesin yang tidak tepat.

20-7 CONTOH DASAR PONDASI DINAMIS

Sekarang kita telah mengetahui sifat-sifat tanah dan gaya-gaya mesin dan data-data lainnya untuk menyelesaikan Persamaan (20-4a) atau (20-4b), dan kita bisa menggunakan informasi ini untuk menyelesaikan contoh berikut ini.

Contoh 20-1. Gunakan program komputer dalam Lampiran B dan cari enam pergeseran dasar pondasi seperti yang ditunjukkan dalam Gambar E20-1.

Data-data yang diberikan

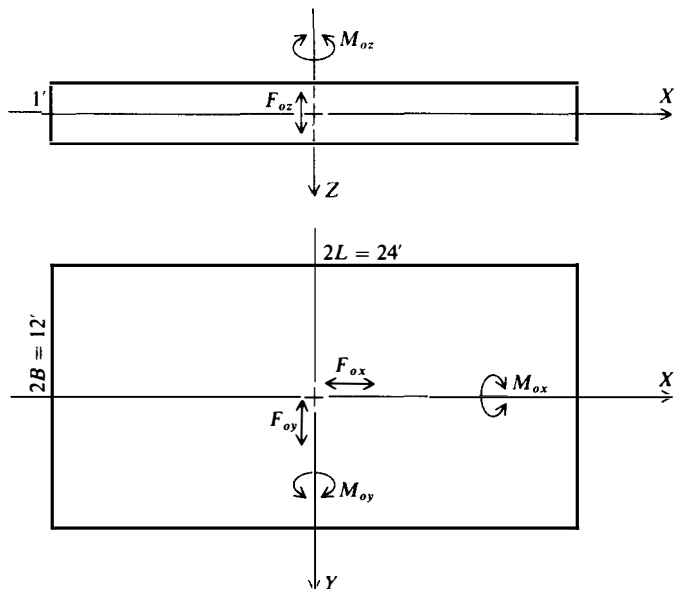
Tanah : $G' = 5000$ ksf
 $\gamma = 125$ pcf
 $\mu = 0,333$ (perkiraan)
 $\beta_d = 0,05$ (perkiraan)

Mesin: Rpm = 900

Hanya ada gaya-gaya primer (untuk ilustrasi)

$F_{ox} = 10$ kips = F_{oy}
 $F_{oz} = 20$ kips (vertikal)
 $M_{ox} = 15$ k · ft (pada sumbu X)
 $M_{oy} = 20$ k · ft
 $M_{oz} = 25$ k · ft (torsion)

Pemecahan. Hitung parameter selanjutnya. Perhatikan, karena F_0 berbentuk $F = F_0 \sin \omega t$, kita hanya mencari satu frekuensi saja. Pada kasus yang sebenarnya kita perlu memeriksa pergeseran-pergeseran pada sejumlah rpm karena tidak ada mesin yang langsung berputar 900 rpm. Mungkin juga frekuensi alami berada di antara 0 dan 900 rpm sehingga amplitudo pergeseran maksimum akan terjadi saat rpm mesin mencapai nilai ini – syarat resonansi dalam Persamaan (20-6). Terkadang nilai $\sin \omega t = 1$, kita memperoleh amplitudo pergeseran maksimum dengan cara langsung memasukkan gaya-gaya di atas.



GAMBAR E20-1a

Parameter pondasi adalah:

$L/B = 2L/2B = 24/12 = 2$ (diturunkan pada semua kurva dan persamaan supaya mudah diperiksa).

$$B/L = 1/2 = 0,5.$$

$$\text{Luas} = A = 2B \times 2L = 12 \times 24 = 288 \text{ kaki}^2$$

$$J_a = \frac{A}{4L^2} = \frac{288}{4(12)^2} = 0,5 \text{ (seperti pada Gambar 20-6)}$$

$$I_x = 24 \times \frac{12^3}{12} = 3456 \text{ ft}^4$$

$$I_y = 12 \times \frac{24^3}{12} = 13824 \text{ ft}^4$$

$$J = I_x + I_y = 3456 + 13824 = 17280 \text{ ft}^4 \text{ (dihitung dalam program)}$$

Kita ambil dasar pondasi setebal 1 kaki yang terbuat dari beton dengan $\gamma_c = 0,150 \text{ k/ft}^3$.

$$\text{Massa } m = 2B \times 2L \times t \times \gamma_c/g = 12 \times 24 \times 1 \times 0,150/32,2 = 1,342 \text{ k} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{ft}.$$

Untuk nilai-nilai inersia perputaran mengacu pada Tabel 20-1:

Pada sumbu X (gunakan dimensi-dimensi \perp terhadap sumbu)

$$I_{\theta x} = \frac{1}{12}m(a^2 + B^2) = \frac{1}{12}(1,342)(1^2 + 12^2) = 16,21 \text{ k} \cdot \text{ft}^3 \cdot \text{s}^2$$

$$I_{\theta y} = \frac{1}{12}m(a^2 + L^2) = \frac{1}{12}(1,342)(1^2 + 24^2) = 64,53 \text{ k} \cdot \text{ft}^3 \cdot \text{s}^2$$

$$I_{\theta z} = \frac{1}{12}m(B^2 + L^2) = \frac{1}{12}(1,342)(12^2 + 24^2) = 80,52 \text{ k} \cdot \text{ft}^3 \cdot \text{s}^2$$

Kita akan gunakan m dan $I_{\theta i}$ untuk massa Persamaan (20-4a).

Parameter tanah:

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = \frac{0,125}{32,2} = 0,00388 \text{ k} \cdot \text{s/ft}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G'}{\rho}} = \sqrt{\frac{5000}{0,00388}} = 1135 \text{ ft/s}$$

Parameter frekuensi dihitung dalam program tetapi akan ditampilkan di sini:

$$f = \frac{900}{60} = 15 \text{ Hz}$$

$$\omega = 2\pi f = 2\pi(15) = 94,3 \text{ rad/s}$$

$$a_o = \frac{\omega B}{V_s} = \frac{94,3(6)}{1135} = 0,4985 \quad (\text{Perhatikan } B = 2B/2 = 12/2 = 6 \text{ ft})$$

Dengan memperhatikan identifikasi variabel input di awal program, kita bisa menyusun catatan data input yang ditampilkan setelah output (Gambar E20-1c) dan memperoleh output Gambar E20-1b.

Ulasan mengenai program

1. Subrutin-subrutin digunakan secara bebas sehingga perubahan di masa datang bisa dilakukan.
2. Program menghitung semua pergeseran-pergeseran dengan menggunakan rumus dari Persamaan (20-4b) dalam subrutin DISPL.

TABEL 20-6

Nilai $f_{i,i}$ Novak untuk nilai intermediate $\mu = 0,33$ untuk tiang pancang beton dengan $\rho/\rho_p = 0,7$

Nilai yang berasal dari program komputer penulis berdasarkan pada Novak (1974) dan Novak dan Howell (1977). Nilai $f_{12,i}$ untuk torsi dan memakai identifikasi penulis.

Parameter yang ditentukan: $L/r_o = 30$, $a_o = 0,3$ dan torsi $\beta = 0,10$, $\mu = 0,33$.

V_s/V_c	Kekakuan					Peredaman				
	$f_{18,1}$	$f_{7,1}$	$f_{9,1}$	$f_{11,1}$	$f_{12,1}$	$f_{18,2}$	$f_{7,2}$	$f_{9,2}$	$f_{11,2}$	$f_{12,2}$
0,01	0,034	0,199	-0,019	0,004	0,045	0,002	0,136	-0,028	0,008	0,002
0,02	0,035	0,282	-0,038	0,010	0,072	0,007	0,198	-0,056	0,023	0,007
0,03	0,037	0,345	-0,057	0,018	0,105	0,016	0,245	-0,084	0,043	0,011
0,04	0,040	0,389	-0,076	0,027	0,139	0,027	0,283	-0,112	0,066	0,015
0,05	0,044	0,445	-0,095	0,038	0,174	0,041	0,314	-0,141	0,092	0,019
0,06	0,049	0,448	-0,114	0,050	0,208	0,055	0,346	-0,169	0,112	0,022

TABEL 20-7 Konstanta pegas dan redaman tiang pancang [(Novak (1974), Novak dan Howell (1977))].

Ragam	Pegas K_i	Peredaman c_i
Vertikal	$K_z = \frac{EA}{r_o} f_{18,1}$	$c_z = \frac{EA}{V_s} f_{18,2}$
Horizontal	$K_h = \frac{EI}{r_o^3} f_{11,1}$	$c_h = \frac{EI}{r_o^2 V_s} f_{11,2}$
Goyangan	$K_\theta = \frac{EI}{r_o} f_{7,1}$	$c_\theta = \frac{EI}{V_s} f_{7,2}$
Redaman/kekakuan lintang	$K_{x\theta} = \frac{EI}{r_o^2} f_{9,1}$ $K_{\theta x} = K_{x\theta}$	$c_{x\theta} = \frac{EI}{r_o V_s} f_{9,2}$ $c_{\theta x} = c_{x\theta}$
Torsi	$K_t = \frac{G'J}{r_o} f_{12,1}$	$c_t = \frac{G'J}{V_s} f_{12,2}$

di mana: E = modulus elastisitas tiang pancang
 A = luas penampang lintang tiang pancang
 G' = modulus geser tiang pancang
 I = momen inersia tiang pancang pada sumbu untuk menahan pergeseran.
 J = momen inersia torsi (atau polar) tiang pancang

EXAMPLE 20-1 VERTICAL MODE FZ = 20 KIPS

VIBRATION MODE = VERT
 FORCE TYPE (FO = 1; M*E = 2) = 1 IMET (SI > 0) = 0

BASE DATA:
 DIMENSIONS: B = 12.000 L = 24.000 FT
 INERTIA: IX = 3456.0 IY = 13824.0 JT = 17280.0 FT*4
 ACTUAL BASE AREA = 288.00 SQ FT

SOIL DATA:
 GS = 5000.0 KSF XMU = 0.333
 SHEAR WAVE VELOCITY, VS = 1135.0 FT/S
 SOIL DENSITY, RHO = 0.00388 KIPS-SEC**2/FT*4
 SOIL MATERIAL DAMPING, BETA = 0.05

STARTING, ENDING AND RPM INCREMENT = 900. 900. 0.

ROTATIONAL MASS MOMENT OF INERTIA OF BASE, IPSI = 0.000 KIPS-SEC**2-FT
 MASS OF BLOCK + MACHINE = 1.34200 KIPS-SEC**2/FT

INPUT PRIMARY AND SECONDARY FORCES, FORCP, FORCS = 20.000 0.000 KIPS
 INPUT PRIMARY AND SECONDARY MOMENTS, MOPR, MOSEC = 0.000 0.000 K-FT

STATIC SPRING = 0.29608E+06 NATURAL FREQ WN = 469.705 HZ
 CRITICAL DAMPING CC = 0.12607E+04 MASS USED AMASS = 1.342

RPM	SPRING	DAMPING	FREQ W	W/WN	C/CC	YP/YS	YP,IN
900.	274849.4	2339.0	94.2	0.963	0.201	0.966	0.00078342

EXAMPLE 20-1 SLIDING MODE--PARALLEL TO X-AXIS IDIRS = 1

VIBRATION MODE = SLID
 FORCE TYPE (FO = 1; M*E = 2) = 1 IMET (SI > 0) = 0

SLIDING PARALLEL TO LENGTH DIMENSION

BASE DATA:
 DIMENSIONS: B = 12.000 L = 24.000 FT
 INERTIA: IX = 3456.0 IY = 13824.0 JT = 17280.0 FT*4
 ACTUAL BASE AREA = 288.00 SQ FT

SOIL DATA:
 GS = 5000.0 KSF XMU = 0.333
 SHEAR WAVE VELOCITY, VS = 1135.0 FT/S
 SOIL DENSITY, RHO = 0.00388 KIPS-SEC**2/FT*4
 SOIL MATERIAL DAMPING, BETA = 0.05

STARTING, ENDING AND RPM INCREMENT = 900. 900. 0.

ROTATIONAL MASS MOMENT OF INERTIA OF BASE, IPSI = 0.000 KIPS-SEC**2-FT
 MASS OF BLOCK + MACHINE = 1.34200 KIPS-SEC**2/FT

INPUT PRIMARY AND SECONDARY FORCES, FORCP, FORCS = 10.000 0.000 KIPS
 INPUT PRIMARY AND SECONDARY MOMENTS, MOPR, MOSEC = 0.000 0.000 K-FT

STATIC SPRING = 0.24892E+06 NATURAL FREQ WN = 430.683 HZ
 CRITICAL DAMPING CC = 0.11560E+04 MASS USED AMASS = 1.342

RPM	SPRING	DAMPING	FREQ W	W/WN	C/CC	YP/YS	YP,IN
900.	228499.5	1376.3	94.2	0.958	0.219	0.961	0.00046337

GAMBAR E20-1b(1)

EXAMPLE 20-1 SLIDING MODE--PARALLEL TO Y-AXIS IDIRS = 2

VIBRATION MODE = SLID
 FORCE TYPE (FO = 1; M*E = 2) = 1 IMET (SI > 0) = 0

SLIDING PARALLEL TO WIDTH DIMENSION

BASE DATA:
 DIMENSIONS: B = 12.000 L = 24.000 FT
 INERTIA: IX = 3456.0 IY = 13824.0 JT = 17280.0 FT*4
 ACTUAL BASE AREA = 288.00 SQ FT

SOIL DATA:
 GS = 5000.0 KSF XMU = 0.333
 SHEAR WAVE VELOCITY, VS = 1135.0 FT/S
 SOIL DENSITY, RHO = 0.00388 KIPS-SEC**2/FT*4
 SOIL MATERIAL DAMPING, BETA = 0.05

STARTING, ENDING AND RPM INCREMENT = 900. 900. 0.

ROTATIONAL MASS MOMENT OF INERTIA OF BASE, IPSI = 0.000 KIPS-SEC**2-FT
 MASS OF BLOCK + MACHINE = 1.34200 KIPS-SEC**2/FT

INPUT PRIMARY AND SECONDARY FORCES, FORCP, FORCS = 10.000 0.000 KIPS
 INPUT PRIMARY AND SECONDARY MOMENTS, MOPR, MOSEC = 0.000 0.000 K-FT

STATIC SPRING = 0.24892E+06 NATURAL FREQ WN = 430.683 HZ
 CRITICAL DAMPING CC = 0.11560E+04 MASS USED AMASS = 1.342

RPM	SPRING	DAMPING	FREQ W	W/WN	C/CC	YP/YS	YP,IN
900.	246939.8	1562.1	94.2	0.996	0.219	0.955	0.00046036

GAMBAR E20-1b(2) (Bersambung)

EXAMPLE 20-1 ROCKING MODE--ABOUT Y-AXIS IDIRR = 1

VIBRATION MODE = ROCK
 FORCE TYPE (FO = 1; M*E = 2) = 1 IMET (SI > 0) = 0
 ROCKING RESISTED BY LENGTH DIMENSION

BASE DATA:
 DIMENSIONS: B = 12.000 L = 24.000 FT
 INERTIA: IX = 3456.0 IY = 13824.0 JT = 17280.0 FT*4
 ACTUAL BASE AREA = 288.00 SQ FT

SOIL DATA:
 GS = 5000.0 KSF XMU = 0.333
 SHEAR WAVE VELOCITY, VS = 1135.0 FT/S
 SOIL DENSITY, RHO = 0.00388 KIPS-SEC**2/FT*4
 SOIL MATERIAL DAMPING, BETA = 0.05

STARTING, ENDING AND RPM INCREMENT = 900. 900. 0.

ROTATIONAL MASS MOMENT OF INERTIA OF BASE, IPSI = 64.530 KIPS-SEC**2-FT
 MASS OF BLOCK + MACHINE = 1.34200 KIPS-SEC**2/FT

INPUT PRIMARY AND SECONDARY FORCES, FORCP, FORCS = 0.000 0.000 KIPS
 INPUT PRIMARY AND SECONDARY MOMENTS, MOPR, MOSEC = 20.000 0.000 K-FT

STATIC SPRING = 0.76456E+07 NATURAL FREQ WN = 344.210 HZ
 CRITICAL DAMPING CC = 0.44424E+05 MASS USED AMASS = 64.530

RPM	SPRING	DAMPING	FREQ W	W/WN	C/CC	YP/YS	YP.RADS
900.	7089992.0	12263.0	94.2	0.963	0.274	0.939	0.00000246

GAMBAR E20-1b (2)

EXAMPLE 20-1 ROCKING MODE--ABOUT X-AXIS IDIRR = 2

VIBRATION MODE = ROCK
 FORCE TYPE (FO = 1; M*E = 2) = 1 IMET (SI > 0) = 0
 ROCKING RESISTED BY WIDTH DIMENSION

BASE DATA:
 DIMENSIONS: B = 12.000 L = 24.000 FT
 INERTIA: IX = 3456.0 IY = 13824.0 JT = 17280.0 FT*4
 ACTUAL BASE AREA = 288.00 SQ FT

SOIL DATA:
 GS = 5000.0 KSF XMU = 0.333
 SHEAR WAVE VELOCITY, VS = 1135.0 FT/S
 SOIL DENSITY, RHO = 0.00388 KIPS-SEC**2/FT*4
 SOIL MATERIAL DAMPING, BETA = 0.05

STARTING, ENDING AND RPM INCREMENT = 900. 900. 0.

ROTATIONAL MASS MOMENT OF INERTIA OF BASE, IPSI = 16.210 KIPS-SEC**2-FT
 MASS OF BLOCK + MACHINE = 1.34200 KIPS-SEC**2/FT

INPUT PRIMARY AND SECONDARY FORCES, FORCP, FORCS = 0.000 0.000 KIPS
 INPUT PRIMARY AND SECONDARY MOMENTS, MOPR, MOSEC = 15.000 0.000 K-FT

STATIC SPRING = 0.76456E+07 NATURAL FREQ WN = 686.773 HZ
 CRITICAL DAMPING CC = 0.22265E+05 MASS USED AMASS = 16.210

RPM	SPRING	DAMPING	FREQ W	W/WN	C/CC	YP/YS	YP.RADS
900.	7089992.0	12263.0	94.2	0.963	0.137	0.984	0.00000193

EXAMPLE 20-1 TORSION MODE MODE--ABOUT Z-AXIS

VIBRATION MODE = TORS
 FORCE TYPE (FO = 1; M*E = 2) = 1 IMET (SI > 0) = 0

BASE DATA:
 DIMENSIONS: B = 12.000 L = 24.000 FT
 INERTIA: IX = 3456.0 IY = 13824.0 JT = 17280.0 FT*4
 ACTUAL BASE AREA = 288.00 SQ FT

SOIL DATA:
 GS = 5000.0 KSF XMU = 0.333
 SHEAR WAVE VELOCITY, VS = 1135.0 FT/S
 SOIL DENSITY, RHO = 0.00388 KIPS-SEC**2/FT*4
 SOIL MATERIAL DAMPING, BETA = 0.05

STARTING, ENDING AND RPM INCREMENT = 900. 900. 0.

ROTATIONAL MASS MOMENT OF INERTIA OF BASE, IPSI = 80.520 KIPS-SEC**2-FT
 MASS OF BLOCK + MACHINE = 1.34200 KIPS-SEC**2/FT

INPUT PRIMARY AND SECONDARY FORCES, FORCP, FORCS = 0.000 0.000 KIPS
 INPUT PRIMARY AND SECONDARY MOMENTS, MOPR, MOSEC = 25.000 0.000 K-FT

STATIC SPRING = 0.28715E+08 NATURAL FREQ WN = 597.173 HZ
 CRITICAL DAMPING CC = 0.96169E+05 MASS USED AMASS = 80.520

RPM	SPRING	DAMPING	FREQ W	W/WN	C/CC	YP/YS	YP.RADS
900.	25972100.0	51165.8	94.2	0.951	0.158	0.980	0.00000085

GAMBAR E20-1b (3)

DATA SET

EXAMPLE 20-1		VERTICAL MODE		FZ = 20 KIPS					
12.0	24.0	1	5000.	0.333	1135.0	3456.0	13824.	288.0	
900.	900.	0.	0.	0.00388	0.05	1.342	0.0		
20.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.0		
EXAMPLE 20-1		SLIDING MODE--PARALLEL TO X-AXIS		IDIRS = 1					
12.0	24.0	1	5000.	0.333	1135.0	3456.0	13824.	288.0	
900.	900.	0.	0.	0.00388	0.05	1.342	0.0		
10.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.0		
EXAMPLE 20-1		SLIDING MODE--PARALLEL TO Y-AXIS		IDIRS = 2					
12.0	24.0	1	5000.	0.333	1135.0	3456.0	13824.	288.0	
900.	900.	0.	0.	0.00388	0.05	1.342	0.0		
10.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.0		
EXAMPLE 20-1		ROCKING MODE--ABOUT Y-AXIS		IDIRR = 1					
12.0	24.0	1	5000.	0.333	1135.0	3456.0	13824.	288.0	
900.	900.	0.	0.	0.00388	0.05	1.342	64.53		
0.	20.	0.	0.	0.	0.	0.	0.0		
EXAMPLE 20-1		ROCKING MODE--ABOUT X-AXIS		IDIRR = 2					
12.0	24.0	1	5000.	0.333	1135.0	3456.0	13824.	288.0	
900.	900.	0.	0.	0.00388	0.05	1.342	16.21		
0.0	15.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.0		
EXAMPLE 20-1		TORSION MODE		MODE--ABOUT Z-AXIS					
12.0	24.0	1	5000.	0.333	1135.0	3456.0	13824.	288.0	
900.	900.	0.	0.	0.00388	0.05	1.342	80.52		
0.0	25.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.0		

GAMBAR E20-1c

- Program menyimpan pegas "statis" yang dihitung dari Tabel 20-2 untuk menghitung frekuensi alami sistem sebagai $\omega_n = \sqrt{K_i/m}$ (sebagai WN dalam program dengan I_{θ_i} yang disubstitusi dari ragam-ragam goyangan. Redaman kritis juga dihitung di sini sebagai $c_c = 2\sqrt{K_i m}$ (CC dalam program) dan pergeseran pegas statis $z_i = F_0/K_i$ (statis) (YS dalam program). Pegas statis diberikan sebagai parameter dalam COMMON yang dikenal sebagai SK.
- Faktor perbesaran dihitung dengan menggunakan ω/ω_n (W/WN) dan $D = c/c_c$ (DR) dalam formulasi komputer Persamaan (20-4b).
- Kita perhatikan bahwa rotasi-rotasi X dan Y agak tidak tepat dalam contoh ini karena gaya-gaya dinamis horisontal akan terjadi pada jarak sejauh y di atas dasar pondasi dan akan berpasangan dengan ragam-ragam gelincir.
- Kita lihat bahwa frekuensi $\omega = 94,3$ cps jauh lebih kecil daripada ω_n untuk keenam ragam getaran. Kita juga melihat bahwa faktor perbesaran hampir mendekati 1 dalam semua kasus, YP/YS = faktor perbesaran N dan dengan perbandingan dan YP (pergeseran dinamis sebenarnya) kita bisa menghitung pergeseran statis YS. Sebagai kemungkinan lain, dengan FO dan output nilai pegas statis kita bisa menghitung YS = FO/SK. Perbandingan $D = c/c_c$ nilainya sekitar 0,2 pada keenam ragam (0,201 untuk ragam vertikal).

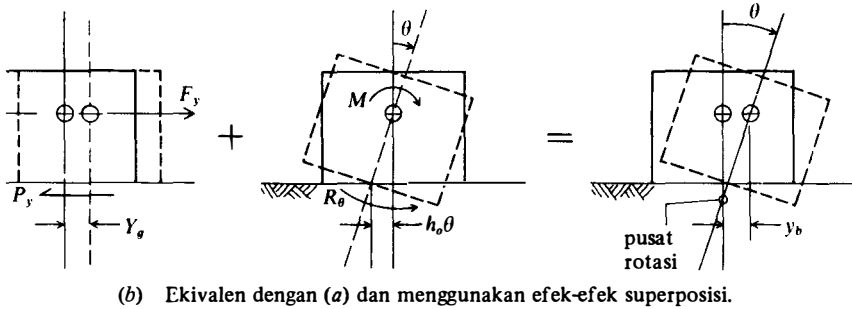
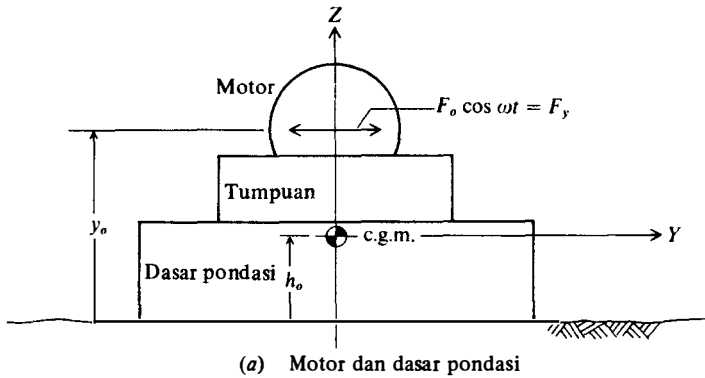
Pertanyaan: Apakah rpm sebesar 0 sampai 900 mengalami frekuensi resonansi?

20-8 GETARAN BERPASANGAN

Gambar 20-10a menunjukkan sebuah mesin berada pada sebuah dasar pondasi dengan pusat massa (c.g.) seperti diperlihatkan pada gambar. Poros engkol yang berjarak sejauh y_0 di atas dasar pondasi mengakibatkan gaya horisontal $F_y = F_0 \cos \omega t$. Gaya ini jelas mengakibatkan translasi dan goyangan pada sumbu X melalui c.g.m. Dengan memakai rumus pemindahan pada c.g.m., kita mempunyai

$$F_y = F_0 \cos \omega t$$

$$M = (y_0 - h_0)F_y$$



GAMBAR 20-10 Gelincir dan goyangan berpasangan.

Dasar pondasi biasanya digunakan sebagai sebuah referensi (atau puncak dasar pondasi atau puncak tumpuan) untuk menentukan pusat massa bagian-bagian komponen dan menentukan gaya-gaya mesin tak seimbang.

Dengan c.g.m. yang sudah ditentukan dan gaya-gaya F_y dan M , kita bisa menggantikan sistem ini dengan dasar pondasi blok seperti pada Gambar 20-10b. Dengan lambang-lambang geometri, kita bisa menuliskan gerakan-gerakan dasar pondasi (yang dibutuhkan karena ini yang mengakibatkan tahanan dasar pondasi-ke-tanah) y_b dari translasi c.g.m. sebesar y_g sebagai

$$\begin{aligned} y_b &= y_g - h_o\theta = \text{translasi dasar pondasi bersih} \\ \dot{y}_b &= \dot{y}_g - h_o\dot{\theta} \end{aligned} \tag{a}$$

Translasi dasar pondasi bersih (netto) menimbulkan tahanan gelincir P_y sebesar

$$P_y = c_y\dot{y}_b + K_y y_b \tag{b}$$

Tahanan perputaran dasar pondasi (dan gunakan subskrip tunggal untuk menyederhanakan persamaan-persamaan tetapi θ harus ditafsirkan sebagai θ_y , misalnya, I_θ sebenarnya I_{θ_y}) seperti pada kasus tak berpasangan

$$R_\theta = c_\theta\dot{\theta} + K_\theta\theta \tag{c}$$

Jumlahkan gaya-gaya horisontal yang melalui c.g.m., akan diperoleh

$$m\ddot{y}_g + P_y = F_y \tag{d}$$

Jumlahkan momen-momen pada c.g.m. dan perhatikan bahwa tahanan dasar pondasi P_y menimbulkan satu momen tambahan yang harus dipertimbangkan sehingga kita memperoleh

$$I_\theta \ddot{\theta} + R_\theta - h_o P_y = M \quad (e)$$

Sekarang substitusikan P_y , R_θ , y_b , dan y_b dan kita peroleh

$$m y_g + c_y \dot{y}_g + K_y y_g - h_o (K_y \theta + c_y \dot{\theta}) = F_o \cos \omega t \quad (20-21)$$

$$I_\theta \ddot{\theta} + (c_\theta + h_o^2 c_y) \dot{\theta} + (K_\theta + h_o^2 K_y) \theta - h_o (c_y \dot{y}_g + K_y y_g) = M \quad (20-22)$$

Kopling (perpasangan) sekarang bisa diketahui dari rumus-rumus yang mengandung h_o . Jika $h_o = 0$, maka kedua persamaan ini akan berkurang menjadi rumus dasar (atau tak berpasangan) Persamaan (f) pada Pasal 20-2. Kita juga harus memperhatikan bahwa gaya vertikal di dasar pondasi tidak berpasangan dengan goyangan meskipun jika gaya vertikal ini menimbulkan satu momen dari eksentrisitas c.g.m. Jika h_o mengakibatkan timbulnya kopling, ini membuat efek-efek berkurang karena adanya h_o dan merupakan alasan untuk menganalisis Contoh 20-1 dengan menggunakan satu dasar pondasi setebal 1 kaki yang menimbulkan $h_o \cong 0,5$ kaki.

Kita juga harus memperhatikan bahwa momen dan F_y selalu dalam suatu fase (sehingga hasilnya kumulatif). Dalam kasus ini pusat rotasi selalu akan berada di bawah c.g.m. Jika momen dan F_y keluar dari fase, pusat rotasi akan terletak di suatu tempat di sepanjang garis vertikal yang melalui c.g.m. dan mungkin berada di atas titik ini bergantung kepada besar relatif gaya-gaya translasi dan momen.

Dengan mengacu pada Persamaan (20-21) dan (20-22), lebih mudah menuliskan pergeseran-pergeseran dari bentuk yang rumit menjadi sebagai berikut ini:

Gaya	Rotasi
$y_g = (X_1 + iX_2) e^{i\omega t}$	$\theta = (X_3 + iX_4) e^{i\omega t}$
$\dot{y}_g = \omega(iX_1 - X_2) e^{i\omega t}$	$\dot{\theta} = \omega(iX_3 - X_4) e^{i\omega t}$
$\ddot{y}_g = -\omega^2(X_1 + iX_2) e^{i\omega t}$	$\ddot{\theta} = -\omega^2(X_3 + iX_4) e^{i\omega t}$

Substitusi fungsi-fungsi pergeseran ini ke dalam Persamaan (20-21) dan (20-22), penyederhanaan, dan pengumpulan syarat-syarat nyata dan imajiner untuk Persamaan (20-21) menghasilkan dua persamaan dengan empat nilai X_i . Sama seperti itu, syarat-syarat nyata dan imajiner Persamaan (20-22) menghasilkan dua persamaan dengan empat nilai X_i . Persamaan tersebut adalah:

$$\begin{aligned}
 (K_y - m\omega^2)X_1 - c_y\omega X_2 - h_o K_y X_3 + h_o c_y \omega X_4 &= F_y & (\text{nyata}) \\
 c_y\omega X_1 + (K_y - m\omega^2)X_2 - h_o c_y \omega X_3 - h_o K_y X_4 &= 0 & (\text{imajiner}) \\
 -h_o K_y X_1 + h_o c_y \omega X_2 + (h_o^2 K_y + K_\theta - I_\theta \omega^2)X_3 \\
 - (h_o^2 c_y \omega + c_\theta \omega)X_4 &= M & (\text{nyata}) \\
 -h_o c_y \omega X_1 - h_o K_y X_2 + (h_o^2 c_y \omega + c_\theta \omega)X_3 \\
 + (h_o^2 K_y + K_\theta - I_\theta \omega^2)X_4 &= 0 & (\text{imajiner})
 \end{aligned} \quad (20-23)$$

Persamaan-persamaan di atas bisa diprogram untuk mencari X_i yang tidak diketahui yang kemudian digunakan untuk mencari pergeseran-pergeseran (perhatikan definisi kompleks pergeseran sebagai

$$y_g = \sqrt{X_1^2 + X_2^2} \quad \theta = \sqrt{X_3^2 + X_4^2} \quad (20-24)$$

X_1, X_2 = translasi dalam ft, m, dan sebagainya, dan X_3, X_4 = rotasi dalam radian. Karena konstanta-konstanta pegas dan redaman adalah frekuensi dependent (tergantung pada frekuensi), bisanya perlu memutarinya dengan nilai-nilai ω sebesar mulai dari 0 sampai agak di atas frekuensi operasi ω_0 (atau rpm) untuk kasus yang "buruk".

Gaya-gaya sekunder yang di luar fase akan memerlukan analisis komputer kedua dengan rotasi-rotasi dan pergeseran-pergeseran yang dijumlahkan dengan nilai-nilai primer dengan memperhatikan tanda-tandanya. Dalam fase gaya-gaya sekunder (atau memilih nilai-nilai fase) bisa ditambahkan pada gaya-gaya primer untuk analisis langsung.

Program Komputer

Program komputer yang digunakan dalam Contoh 20-1 bisa dimodifikasi (lihat B-29) dengan cara sederhana untuk memungkinkan suatu analisis kopling. Hal ini bisa dilakukan dengan cara mengatur ITYPE hingga sesuai dengan kasus berpasangan sehingga dalam program MAIN anda menghitung K dan c gelincir yang sudah disimpan, kemudian menghitung K dan c goyangan. Dengan keempat nilai ini kita panggil satu Subrutin COUPLD yang mempunyai koefisien-koefisien persamaan simultan dari Persamaan (20-23) yang sudah diprogram. Rutin ini kemudian menghasilkan matriks A 4×4 dan satu matriks $F_{1 \times 4}$ untuk nilai-nilai F_y dan M (dua entri $F(2)$ dan $F(4)$ selalu nol). Satu pembalikan (inversi) rutin harus ditambahkan untuk mengerjakan matriks kuadrat yang kemudian dipanggil untuk membalik matriks A dan menyelesaikan dengan matriks F yang kemudian mengembalikan keempat nilai X_i . Akhirnya pergeseran-pergeseran dihitung dengan menggunakan Persamaan (20-24). Sebaiknya disediakan sejumlah output sehingga mudah memeriksanya.

20-9 EFEK-EFEK PEMBENAMAN TERHADAP RESPONS DASAR PONDASI DINAMIS

Metode-metode analisis di depan membahas dasar pondasi dinamis pada permukaan tanah. Sebagian besar dasar-dasar pondasi yang mendukung mesin akan dibenamkan pada suatu kedalaman dalam tanah untuk mendapatkan tanah yang lebih kompeten (keras) di bawah daerah yang mengalami perubahan volume musiman.

Kita mengetahui dari analisis teoretis dan dari pengukuran-pengukuran di lapangan bahwa menempatkan dasar pondasi dalam tanah mempengaruhi respons sistem terhadap gaya-gaya pengekstasi. Tampaknya pembenaman (embedment) cenderung menaikkan frekuensi resonansi dan bisa mengurangi amplitudo.

Ada beberapa metode untuk menerangkan getaran vertikal termasuk metode-metode oleh Novak dan Beredugo (1972), Dobry dan Gazetas (1985) dan Whitman yang dilengkapi oleh Arya dan kawan-kawan (1979). Metode-metode oleh Novak dan Beredugo dan dalam Arya dan kawan-kawan adalah metode untuk dasar-dasar pondasi bulat dan tidak akan dipakai di sini karena respons dasar pondasi empat persegi panjang sangat berbeda.

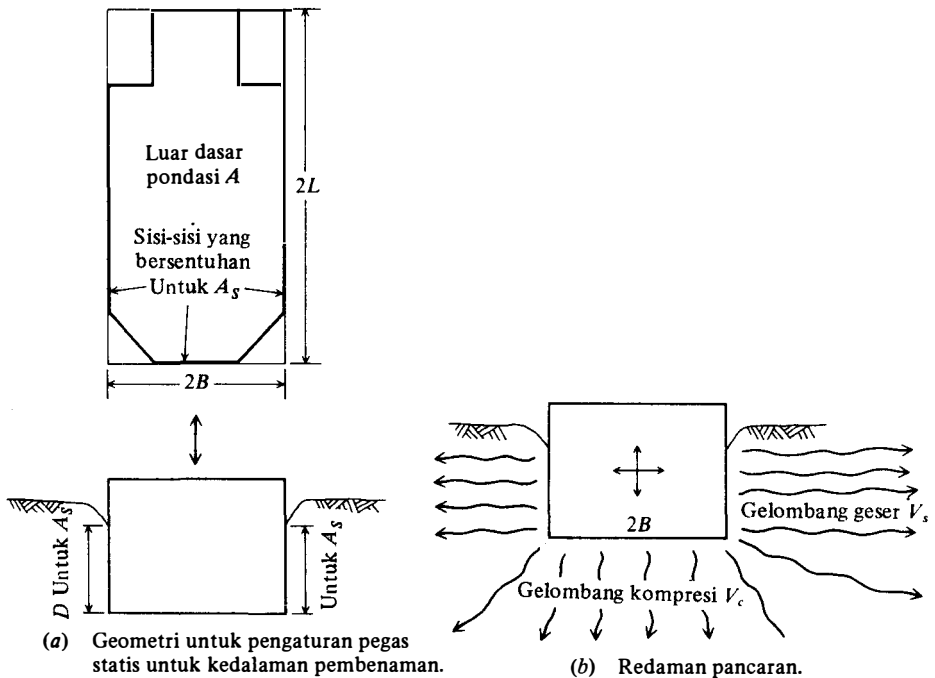
Referensi Arya dan kawan-kawan (1979) merupakan satu-satunya metode yang ditemukan penulis yang memungkinkan terjadinya goyangan dan gelinciran seperti halnya eksi-

tasi vertikal. Namun pemasangan pegas goyangan dan gelinciran pada suatu kedalaman harus dilakukan secara hati-hati karena

1. Goyangan dasar pondasi pada tanah di sampingnya lama kelamaan akan mengakibatkan suatu gap.
2. Gelinciran dasar pondasi pada tanah di sampingnya lama kelamaan akan mengakibatkan gap.
3. Ruang di sekeliling dasar pondasi secara hati-hati diisi kembali dan dipadatkan untuk menyediakan tahanan samping kecuali jika penggalian telah dilakukan dan dasar pondasi dicor tanpa memakai acuan beton.
4. Biasanya acuan beton, jika dipakai, ditinggalkan dalam lubang galian.
5. Dilakukan sedikit pengaturan kedalaman karena tegangan normal efektif pada suatu kedalaman akan menjadi lebih besar (lihat Persamaan (20-12) dan (20-13)) sehingga nilai G' menjadi lebih besar. Hal ini nantinya akan meningkatkan pegas tanah yang dihitung.

Namun metode yang diberikan oleh Dobry dan Gazetas (1985) disarankan dipakai untuk pegas ragam getaran vertikal karena metode ini rasional dan bisa dipakai untuk dasar-dasar pondasi berbentuk empat persegi panjang (dan bentuk lainnya). Mengacu pada Gambar 20-11 kita bisa menentukan pegas dinamis vertikal yang ditimbulkan oleh

$$K'_z = K_z \times \kappa_{irc} \times \kappa_{dinding} \quad (20-25)$$



GAMBAR 20-11 Peraturan pembenaran pegas dan redaman untuk ragam getaran vertikal. Pengaturan (b) bisa diterapkan pada semua ragam.

di mana K_z = pegas statis yang dihitung dengan rumus dalam Tabel 20-2.

K_{tre} = faktor > 1 dari skema kurva penyesuaian dasar pondasi yang berada di bawah suatu parit (galian) yang diberikan sebagai

$$\kappa_{tre} = 1 + \frac{D}{21B} \left(1 + \frac{4}{3} J_a \right) \quad (20-26)$$

$K_{dinding}$ = faktor > 1 berasal dari persentuhan sisi-sisi dasar pondasi dengan tanah —baik tanah yang diurug kembali tanah semula.

$$\kappa_{dinding} = 1 + 0,19 \left(\frac{A_s}{A} \right)^{0,67} \quad (20-27)$$

A_s = luas sisi-sisi dasar pondasi yang bersentuhan dengan tanah di sekelilingnya dan untuk empat persegi panjang berukuran $2B \times 2L \times t$.

$$A_s = 2t(2B + 2L) \quad A = 2B \times 2L$$

Ini merupakan rumus teoretis yang diberikan oleh referensi dan direkomendasikan karena memungkinkan pengaturan luas sisi yang bersentuhan A_s . Misalnya, kita bisa menghitung A_s dan memutuskan berdasar pada faktor-faktor site (tempat proyek) hanya akan memakai 0,25, 0,50, atau nilai-nilai pecahan lainnya daripada memakai nilai utuh. Untuk redaman disarankan untuk memakai redaman yang dihitung + redaman sisi tambahan sebagai berikut

$$c'_z = c_z + \rho V_s A_s \quad (20-28)$$

Contoh 20-2. Dasar pondasi pada Contoh 20-1 dianggap berada 3 kaki di dalam tanah. Berapa nilai-nilai perbaikan pegas statis dan koefisien redaman c'_z [yang kemudian dipakai untuk menghitung nilai-nilai dinamis]?

Penyelesaian. Dari hasil keluaran komputer diperoleh pegas statis permukaan $K_z = 296080$. Juga $2B = 12$ kaki. $2L = 24$ kaki yang menghasilkan $J_a = 0,5$ (dihitung dalam contoh) dan $A = 288$ kaki². $A_s = 2(1)(2B + 2L) = 72$ kaki².

Kita anggap A_s yang efektif 50%, jadi gunakan $A_s = 36$ kaki².

Substitusikan dalam Persamaan (20-26), kita dapatkan untuk $D = 3$ kaki dan $B = 12$ kaki.

$$K = 1 + \frac{3}{21(12)} \left(1 + \frac{4}{3} (0,5) \right) = 1,02$$

Substitusikan ke dalam Persamaan (20-27) yang akan menghasilkan

$$K = 1 + 0,19 \left(\frac{36}{288} \right)^{0,67} = 1,05$$

Pegas statis yang diatur untuk pembenaman adalah

$$K'_z = K_z K K_{dinding} = 296080(1,02)(1,05) = 317102 \text{ k/ft}$$

Konstanta redaman yang langsung ditambahkan

$$c'_z = c_z + \rho V_s A_s \quad (\text{di mana } A_s = 36 \text{ kaki}^2 \text{ seperti yang dipakai sebelumnya})$$

Perhitungan-perhitungan diperlukan untuk mengatur pegas vertikal dan redaman bisa dimasukkan dalam komputer dalam Lampiran B. Pengaturan akan dilakukan dalam subrutin KVERT.

Kita lihat dalam Gambar 20-11 bahwa gelinciran atau goyangan dasar pondasi terhadap tanah di sampingnya disesuaikan untuk redaman sama seperti pada ragam vertikal. Untuk pengaturan pegas, tampaknya

Untuk gelinciran: Ekuivalen dengan getaran vertikal yang berputar 90 derajat sehingga kita bisa menghitung pegas horisontal dengan menggunakan persamaan pegas vertikal dan menempatkannya (atau sedikit) sejajar dengan pegas horisontal.

Untuk goyangan: Ekuivalen dengan goyangan dasar pondasi jadi hitung nilai goyangan sisi ekuivalen ($2B$ = tebal dasar pondasi yang bergoyang pada tanah di sampingnya) dan memasang pegas ini sejajar dengan pegas goyangan dasar pondasi.

Pegas yang sejajar langsung ditambahkan jadi

$$K_{\text{tot}} = K_1 + K_2 \quad (20-29)$$

Pegas yang seri

$$\frac{1}{K_{\text{tot}}} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \quad (20-29a)$$

20-10 PERTIMBANGAN UMUM DALAM MENDESAIN DASAR PONDASI DINAMIS

Banyak pedoman untuk analisis blok-blok pondasi untuk mengontrol getaran-getaran yang diperoleh dari pengalaman. Pedoman lainnya bisa didapat dengan analisis yang cermat Persamaan (20-4a) atau melakukan serangkaian studi parametrik dengan memakai program komputer yang tersedia. Beberapa pertimbangan tersebut adalah:

1. Jika analisis dinamis meramalkan suatu kondisi resonansi pada frekuensi operasi f_0 , anda harus menambah atau mengurangi massa atau mengubah konstanta pegas. Meskipun amplitudo resonansi sudah sesuai, kita tidak ingin mempunyai nilai $f_n = f_r$. Biasanya nilai f_0 paling sedikit $\pm 20\%$ dari f_r .
2. Atur dasar pondasi sehingga pusat gaya berat peralatan dan blok berhimpitan. Hal ini mengakibatkan tekanan dan penurunan tanah yang merata.
3. Proporsi dimensi dasar pondasi sekitar setengah dari tekanan kapasitas dukung tanah statis yang diizinkan. Tekanan statis + dinamis tidak boleh lebih dari 75% dari tekanan statis yang diizinkan.
4. Gunakan dasar pondasi selebar-lebarnya untuk menahan goyangan. Coba gunakan lebar $\geq y_0$ sampai $1,5 y_0$ pada Gambar 20-10a. Goyangan pada dimensi yang sempit mungkin akan mengakibatkan amplitudo getaran yang terlalu besar. Tekanan-tekanan dipinggir pondasi mungkin berlebihan hingga bisa mengakibatkan dasar pondasi miring.
5. Gunakan dasar pondasi setebal paling sedikit 0,6 m untuk mendapatkan satu pondasi "kaku" supaya sesuai dengan teori umum yang dipakai untuk mengembangkan Persamaan (20-4a).

6. Gunakan perbandingan massa mesin/blok sebesar 2 atau 3 untuk mesin sentrifugal dan 3^+ untuk peralatan bolak-balik.
7. Sediakan jarak ruangan sebesar 300 mm di sekeliling mesin untuk pemeliharaan atau untuk keperluan lainnya.

Beton berkekuatan tinggi jarang dipakai untuk dasar pondasi getaran karena massa lebih kritis daripada kekuatan; lagipula $f'_c < 21$ MPa tidak direkomendasikan.

Pada saat pondasi didesain dan mulai dipakai dan muncul masalah-masalah yang menimbulkan pertanyaan tentang tindakan perbaikan apa yang akan dilakukan. Langkah pertama yang sering dilakukan adalah memeriksa apakah bertambahnya massa akan menyelesaikan masalah. Penambahan massa sementara bisa dilakukan dengan menempatkan karung-karung pasir pada blok (secara simetris untuk menjaga agar tekanan tanah merata). Cara lainnya dilakukan dengan pengerasan tanah dasar pondasi dengan cara membor lubang-lubang melalui dasar pondasi (jika tidak terlalu tebal) dan menginjeksikan adukan-encer (grout) ke dalam tanah yang mendasari sampai sedalam sekitar $3B$.

Pada beberapa kasus, masalah ini bisa dipecahkan dengan cara kombinasi antara penambahan massa dan luas dasar pondasi. Hal ini cukup mudah dilakukan dengan hanya mengecor perluasan keliling pondasi yang terikat dengan baik (dengan memakai pantek penyambung) pada dasar pondasi yang asli.

20-11 TIANG PANCANG PENDUKUNG PONDASI-DINAMIS

Tiang-tiang pancang bisa dipakai jika tanahnya lepas atau lunak, atau jika diperlukan perubahan frekuensi pondasi. Secara intuitif tiang-tiang pancang mempunyai kekakuan yang lebih besar dan untuk massa m yang didukung jelas bahwa

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}}$$

suatu peningkatan K juga akan meningkatkan frekuensi alami ω_n blok pondasi.

Tiang-tiang pancang memberikan kontribusi pegas dan redaman tambahan kepada sistem sehingga perlu menggabungkan beberapa sifat signifikan kedua bahan ke dalam faktor-faktor pegas dan redaman ekuivalen. Jika kita melakukan hal ini, kita bisa memakai Persamaan (20-4a) untuk memperoleh penyelesaian (atau konsep berpasangan) untuk ragam getaran tersebut.

Hanya ada sedikit teori dan bahkan hanya sedikit sekali laporan data-data dari studi yang dilaksanakan di lapangan tentang dasar pondasi dengan pembebanan dinamis skala penuh yang didukung oleh pondasi tiang pancang. Karena alasan ini teori-teori menjadi tak menentu; namun perkiraan secara rasional akan lebih baik daripada hanya menduga-duga respons yang terjadi.

Umumnya tiang pancang

1. Mengurangi redaman geometris (atau pancaran)
2. Meningkatkan frekuensi resonan f_r dan juga meningkatkan f_n
3. Mempengaruhi amplitudo di dekat resonansi
4. Pembebanan lateral mengakibatkan respon dinamis yang sulit diperkirakan.

Usaha penting dalam analisis tiang pancang dinamis telah dilakukan oleh dan di bawah pimpinan M. Novak di University of Western Ontario, Kanada. Teori dasar yang diberikan oleh Novak (1974) dan Novak dan Howell (1977) adalah untuk torsi. Persamaan-persamaan

tiang pancang dinamis Novak (1974) berbentuk:

$$\text{Horisontal dan goyangan: } G'(S_{u,1} + iS_{u,2})u(z, t)dz = F(t)$$

$$\text{Vertikal: } G'(S_{w,1} + iS_{w,2})w(z, t)dz = F(t)$$

gunakan notasi Novak dan $i = \sqrt{-1}$.

Parameter $S_{i,j}$ bergantung kepada perbandingan Poisson dan $x_0 = a_0\sqrt{q} = r_0\omega \sqrt{q/V_s}$. Syarat-syarat ditentukan dalam daftar berikut jika tidak diidentifikasi di sini. Syarat q adalah

$$q = \frac{1 - 2\mu}{2 - 2\mu}$$

Dengan memakai $i = \sqrt{-1}$ kita lihat bahwa faktor $S_{u,j}$ adalah kompleks dan dalam derivasi awal mencakup fungsi-fungsi Hankel jenis ke dua dengan order 0,1, dan 2 berdasar pada a_0 dan x_0 .

Faktor-faktor $S_{w,j}$ juga kompleks dan mencakup fungsi-fungsi Bessel dengan order 0 dan 1 berdasar pada a_0 dan x_0 . Jadi cukup dengan membuat program perhitungan-perhitungan fungsi Bessel dan Hankel sebagai subrutin untuk memperoleh fungsi-fungsi $S_{i,j}$ tanpa memakai grafik, tabel, atau skema kurva penyesuaian. Hal ini telah dikerjakan dalam program komputer B-30.

Daftar variabel berikut ini adalah parameter masalah yang signifikan:

- E_p = modulus elastisitas tiang pancang
- G = modulus geser tanah (dan tergantung pada μ)
- γ_p, γ_s = berturut-turut satuan berat bahan tiang pancang dan tanah.
- V_p, V_s = berturut-turut kecepatan gelombang geser tiang pancang dan tanah (untuk tiang pancang $V_p = \sqrt{E_p/\rho}$; untuk tanah gunakan Persamaan (20-15))
- L/r_0 = perbandingan panjang tiang pancang/jari-jari efektif tiang pancang r_0 .
- r_0 = jari-jari efektif tiang pancang = jari-jari tiang pancang bulat dan ekuivalen untuk tiang pancang kubus atau empat persegi panjang dihitung sebagai $r_0 = \sqrt{\text{luas}/\pi}$
- a_0 = faktor frekuensi tak berdimensi yang dipakai sebelumnya tetapi di sini ditetapkan sebagai $a_0 = \omega r_0 \sqrt{q/V_s}$.

Seseorang harus memakai unit-unit yang konsisten dan dengan a_0 sebagai parameter masalah karena jelas bahwa konstanta-konstanta pegas dan redaman tiang pancang akan bergantung kepada frekuensi karena a_0 digunakan untuk mencari faktor-faktor S .

Pemecahan umum yang praktis adalah dengan menggunakan program komputer untuk mendapatkan konstanta-konstanta yang perlu dipakai sebagai konstanta-konstanta kekakuan dan redaman. Novak (1974) menyajikan sejumlah kurva-kurva dan sebuah tabel nilai-nilai, tetapi selalu saja suatu masalah praktis memerlukan interpolasi atau menyimpang dari nilai-nilai dalam tabel. Referensi memberikan informasi yang diperlukan sehingga seseorang bisa membuat program komputer yang mungkin akan ditulis dalam Fortran sehingga memungkinkan manipulasi variabel-variabel yang kompleks.

Cara-cara pemecahan disajikan untuk dasar pondasi dengan enam derajat kebebasan dengan penafsiran yang tepat dan untuk tiang-tiang pancang dengan kepala yang dijepit (fixed) pada dasar pondasi dan bagian ujung bawah yang dipin (pinned) atau dijepit. Tampak bahwa untuk panjang tiang pancang (dalam perbandingan L/r_0) yang mungkin dipakai tiang pancang dengan ujung bagian bawah dijepit akan terjadi pada hampir di semua kasus. Penyelesaian teoretis untuk ujung bagian bawah yang dijepit dan ujung bagian bawah yang dipin nilainya bertemu pada $L/r_0 = 25$ sampai 30. Penyelesaian ini menghasilkan

faktor-faktor $f_{i,i}$ yang merupakan bilangan pengali untuk memenuhi konstanta-konstanta pegas dan redaman yang sebenarnya. Konstanta $f_{i,i}$ ini biasanya tergantung dari:

Parameter	Jumlah ketergantungan												
V_s/V_p	Sedapat mungkin seperti pada Tabel 20-6												
L/r_o	Tidak banyak untuk $L/r_o > 25$												
μ	Tidak banyak, misalnya untuk $V_s/V_p = 0,030$ dan $L/r_o > 25$. <table><tr><td>μ</td><td>$f_{18,1}$</td><td>$f_{7,1}$</td></tr><tr><td>0,25</td><td>0,0373</td><td>0,339</td></tr><tr><td>0,33</td><td>0,0373</td><td>0,345</td></tr><tr><td>0,40</td><td>0,0373</td><td>0,351</td></tr></table>	μ	$f_{18,1}$	$f_{7,1}$	0,25	0,0373	0,339	0,33	0,0373	0,345	0,40	0,0373	0,351
μ	$f_{18,1}$	$f_{7,1}$											
0,25	0,0373	0,339											
0,33	0,0373	0,345											
0,40	0,0373	0,351											
a_o	Banyak sekali terutama di atas 0,50												

Tabel 20-7 adalah daftar konstanta-konstanta pegas dan redaman yang dihitung dengan memakai konstanta $f_{i,i}$ yang ada dalam Tabel 20-6 untuk suatu tiang pancang tertentu.

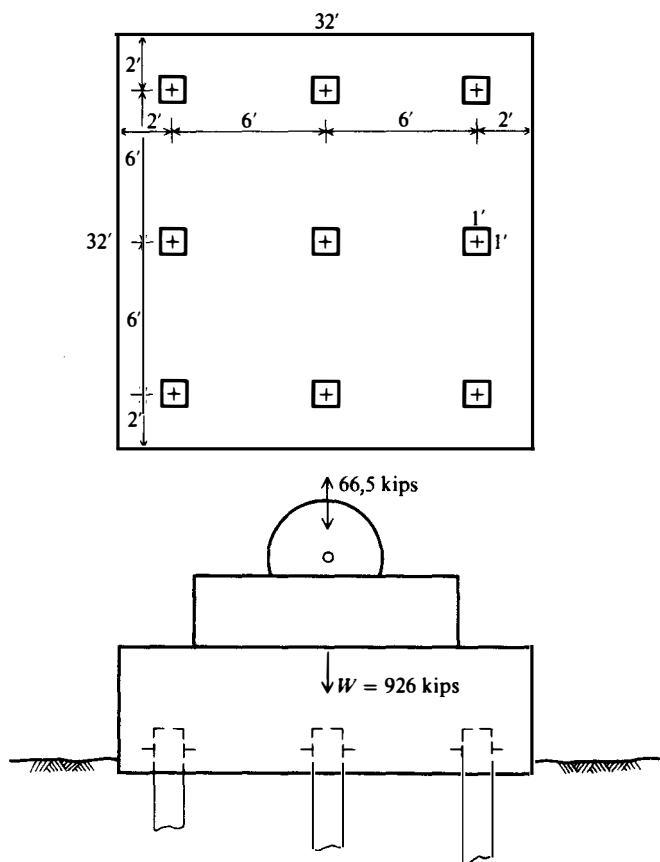
Jika konstanta-konstanta pegas dan redaman dihitung untuk satu tiang pancang tunggal, maka perlu menghimpun beberapa tiang pancang menjadi suatu koefisien pegas dan redaman ekuivalen total atau global, yang bersama-sama dengan massa blok m , dipakai dalam Persamaan (20-4a) untuk menghitung amplitudo pergeseran dan data-data lainnya. Banyak orang menyetujui bahwa jika perbandingan jarak tiang pancang s/d lebih besar dari 5 atau 6, seseorang bisa melakukan suatu penjumlahan dengan hanya menambahkan kontribusi tiang pancang individual (yang tiang-tiang pancangnya semua serupa dan berjumlah n , pegas global = $n \times K_{\text{tiang}}$ dan redaman global = $n \times c_{\text{tiang}}$). Jika perbandingan s/d lebih kecil, ada pendapat bahwa tiang-tiang pancang di sudut memberi kontribusi yang lebih besar daripada tiang-tiang pancang di sisi dan tiang-tiang pancang di sisi memberi kontribusi yang lebih besar daripada tiang-tiang pancang interior. Suatu metode yang diusulkan oleh Poulos (1979) telah dikemukakan oleh Novak (1974) dan disarankan oleh Arya dan kawan-kawan (1979). Orang-orang yang telah memakai metode Poulos (1979) mendapati bahwa metode ini tidak bisa meramalkan amplitudo pergeseran dengan baik. Namun metode ini menganggap tiang-tiang pancang interior memberi kontribusi tahanan lebih kecil daripada tiang-tiang eksterior dan sudut. Dengan mempertimbangkan hal ini dan mengingat bahwa metode ini tidak bisa meramal dengan baik, dan cukup dengan menghitung secara intensif, penulis hanya menyarankan untuk tidak melakukan apa-apa kecuali menjumlahkan nilai-nilai atau mempertimbangkan pendekatan berikut ini jika s/d kurang dari 3,5:

1. Pada saat tiang-tiang pancang pergeseran didorong, tanah di sekeliling tiang pancang menjadi padat. Pemadatan ini lebih terkonsentrasi di bagian interior suatu kumpulan tiang pancang daripada di sekitar tiang-tiang pancang eksterior. Hal ini mengesankan bahwa kita sebaiknya menggunakan satu faktor G' dasar untuk tanah (sebelum proses pemasangan tiang pancang) dan menambahkannya sampai jumlah tertentu untuk tiang-tiang pancang di sisi (mungkin dengan faktor 1,1 sampai 1,25). Tiang-tiang pancang interior bisa ditingkatkan dengan faktor 1,25 sampai 1,5. Ini disebut faktor A .
2. Selesai soal tiang pancang interior dari suatu kumpulan dengan memakai $G'' = G'/A$, satu tiang pancang di sisi dengan memakai G'' intermediate, dan tiang-tiang pancang di sudut dengan memakai G' . Pemeriksaan pada Tabel 20-7 menunjukkan bahwa hal ini akan mengurangi konstanta-konstanta pegas dan redaman karena tiang-tiang pancang interior diperbandingkan dengan tiang-tiang pancang di sisi dan di sudut.

3. Sekarang lakukan suatu penjumlahan dengan menambahkan semua pegas interior + semua pegas di sisi + semua pegas di sudut untuk memperoleh pegas global. Lakukan hal yang sama untuk redaman.
4. Gunakan nilai pegas dan redaman global ini dengan massa blok m dalam Persamaan (20-4a) untuk memperoleh data-data untuk frekuensi ω .

Tiang-tiang pancang juga mempunyai redaman internal β_d . Sebagai perkiraan pertama kita bisa memperkirakan β_d dengan order 0,05 sampai 0,10 dan gunakan Persamaan (20-9) dan (20-10) untuk mengatur koefisien-koefisien pegas dan redaman. Suatu pengaturan global merupakan data-data masalah yang terbaik yang bisa disajikan; namun anda bisa melakukan pengaturan-pengaturan tiang pancang individual jika ada parameter-parameter masalah yang layak untuk digunakan.

Contoh 20-3. Hitung beberapa konstanta-konstanta pegas dan redaman tiang pancang tunggal untuk tiang pancang pendukung blok pada Gambar E20-3. Gunakan nilai-nilai pegas dan redaman untuk menghitung pergeseran dalam ragam vertikal dengan menggunakan Persamaan (20-4a).



GAMBAR E20-3

Data-data yang diberikan

Tiang-tiang pancang beton pracetak bujur sangkar berukuran 1 kaki:

$$\begin{aligned}
 L &= 30 \text{ kaki (Lihat angka untuk jarak dan perbandingan } s/d) \\
 E_p &= 580317 \text{ ksf} & c &= 0,15 \cdot \\
 p &= 0,150 \text{ k/kaki}^3
 \end{aligned}$$

Tanah: $G' = 370 \text{ k/ft}^2$

$$\mu = 0,33$$

$$\gamma_s = 0,105 \text{ k/ft}^3$$

juga $\omega = 179,2 \text{ rad/s}$ (berdasar pada rpm saat itu)

Pemecahan:

$$r_o = \sqrt{1/\pi} = 0,564 \text{ ft}$$

$$L/r_o = 30/0,564 = 53 > 30 \text{ O.K. gunakan Tabel 20-6}$$

$$V_s = \sqrt{G'/\rho_s} = \sqrt{370(32,2)/0,105} = 337 \text{ ft/s}$$

$$V_p = \sqrt{E_p/\rho_p} = \sqrt{580\,317(32,2)/0,150} = 11\,161 \text{ fps}$$

$$V_s/V_p = 337/11\,161 = 0,0302 \text{ (gunakan 0,030)}$$

$$\gamma_s/\gamma_p = 0,105/0,150 = 0,70 = \frac{\rho_s}{\rho_p}$$

$$I_p = bh^3/12 = 1^4/12 = 0,0833 \text{ ft}^4$$

$$J = \pi r_o^4/2 = \pi(0,564)^4/2 = 0,1589 \text{ ft}^4 \text{ (gunakan tiang pancang bulat ekivalen untuk } J)$$

$$a_o = \omega r_o/V_s = 179,2(0,564)/337 = 0,30$$

Dengan data-data hasil perhitungan ini sekarang kita bisa menghitung nilai-nilai pegas dan redaman.

Vertikal: Cari $f_{i,i}$ dari Tabel 20-6 pada $V_s/V_p = 0,030$

$$K_z = \frac{EA}{r_o} f_{18,1} = \frac{580\,317(1)}{0,564} (0,037) = 38\,070 \text{ k/ft}$$

$$c_z = \frac{EA}{V_s} f_{18,2} = \frac{580\,317(1)}{337} (0,016) = 27,6 \text{ k} \cdot \text{s/ft}$$

Horisontal:

$$K_h = \frac{EI}{r_o^3} f_{11,1} = \frac{580\,317(0,0833)}{0,564^3} (0,018) = 4850 \text{ k/ft}$$

$$c_h = \frac{EI}{r_o^2 V_s} f_{11,2} = \frac{48\,340,4}{0,564^2(337)} (0,043) = 19,4 \text{ k} \cdot \text{s/ft}$$

Goyangan:

$$K_\theta = \frac{EI}{r_o} f_{7,1} = \frac{48\,340,4(0,345)}{0,564} = 29\,570 \text{ k} \cdot \text{ft}$$

$$c_\theta = \frac{EI}{V_s} f_{7,2} = \frac{48\,340,4(0,245)}{337} = 35,1 \text{ k} \cdot \text{ft} \cdot \text{s}$$

Torsi:

$$K_t = \frac{GJ}{r_o} f_{12,1} = \frac{252\,312(0,159)}{0,564} (0,105) = 7469 \text{ k} \cdot \text{ft}$$

$$c_t = \frac{GJ}{V_s} f_{12,2} = \frac{252\,312(0,159)}{337} (0,011) = 1,31 \text{ k} \cdot \text{ft} \cdot \text{s}$$

Dengan data-data ini dan perbandingan s/d yang besar konstanta-konstanta pegas dan redaman tiang pancang vertikal untuk Persamaan (20-4a) merupakan jumlah dari sem-bilan tiang pancang sebesar:

$$K_z = 9 \times K_{zi} = 9(38070) = 342\,630.$$

$$c_z = 9 \times c_{zi} = 9(27,6) = 248,4 \text{ k} \cdot \text{s/ft}$$

Kita menghitung massa blok dari berat blok dan mesin-mesin seperti pada Gambar E20-3 sebesar

$$m = \frac{926}{32,2} = 28,76 \text{ k} \cdot \text{s}^2/\text{ft}$$

Gunakan Persamaan (20-4a)

$$z = \frac{F_0}{\sqrt{(K_z - m\omega)^2 + (c_z\omega)^2}}$$

Substitusi nilai-nilai dan dapatkan F_0 dari angka-angka yang ada

$$\begin{aligned} z &= \frac{66,5}{\sqrt{(342\,630 - 28,76(179,2))^2 + (248,4(179,2))^2}} \\ &= 0,000\,195 \text{ ft} = 0,0023 \text{ in} \end{aligned}$$

- Ulasan:**
1. Jika pergeseran ini (atau lainnya pada frekuensi-frekuensi yang lain) terlalu besar, mungkin perlu penambahan satu tiang pancang pada tiap baris (dan mungkin juga penambahan jumlah baris). Massa blok tambahan tidak akan mengurangi pergeseran.
 2. Kita tidak mengetahui pergeseran statis; namun kita bisa mencari koefisien-koefisien pada $a_0 \rightarrow 0$ yang akan memperkirakan nilai-nilai "statis" untuk menghitung frekuensi alami dan redaman kritis.

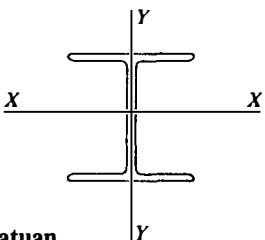
Ulasan umum tentang pemakaian tiang pancang:

1. Tiang pancang beton atau tiang pancang pipa yang diisi beton mungkin adalah tiang pancang yang terbaik yang bisa dipakai. Tiang pancang kayu bisa juga dipakai — jika tersedia.
2. Buat jarak antara tiang pancang selebar mungkin—lebih baik $s/d \geq 5$.
- 3.. Gunakan tegangan-tegangan tiang pancang yang rendah. Kaidah ibu jari untuk mem-batasi tegangan statis agar tidak lebih dari setengah tegangan desain yang diizinkan untuk bahan-bahan tiang pancang. Ingat bahwa tegangan tiang pancang pada Contoh 20-3 sangat rendah sekali.
4. Massa sungkup tiang pancang (atau blok) sebaiknya sekitar 1,5 sampai 2,5 x as-sa mesin-mesin sentrifugal dan 2,5 sampai 4 x massa mesin-mesin bolak-balik.
5. Atur agar sentroid kumpulan tiang pancang berhimpitan sedekat mungkin dengan sentroid massa blok.
6. Pertimbangkan tiang pancang miring dengan gaya-gaya dinamis horisontal yang besar. Di sini kita bisa menghitung pegas aksial tiang pancang miring dan gunakan kom-ponen horisontal bersama-sama dengan pegas-pegas horisontal dari tiang-tiang pancang vertikal dalam kumpulan.
7. Periksa apakah sungkup diangker dengan baik pada tiang-tiang pancang. Gunakan konektor geseran dalam kombinasi dengan kedalaman pembenaman paling sedikit 300 mm.

8. Sifat-sifat tanah—terutama G' —setelah pendorongan tiang-tiang pancang akan berbeda dengan sifat-sifat semula. Kecuali jika anda bisa menentukan parameter-parameter setelah tiang-tiang pancang selesai dipasang untuk dipakai dalam persamaan yang diberikan di sini, maka perbaikan koefisien pegas dan redaman untuk dipakai dalam Persamaan (20-4a) tidak diperlukan dan persamaan-persamaan dan metodologi yang diberikan cukup memuaskan. Harap diingat bahwa sulit untuk menentukan parameter-parameter setelah pendorongan dengan memakai metode *lubang-bawah* atau *lubang-silang* jika gelombang geser merambat melalui tiang pancang dan tanah menuju unit detektor.

SOAL-SOAL

- 20-1 Tuliskan satu program komputer singkat dan periksa Gambar 20-4.
- 20-2 Gunakan lembaran output komputer untuk Contoh 20-1, Hitung F_{oz} yang akan meningkatkan pergeseran yang diberikan dengan faktor 10.
- 20-3 Mengacu pada Soal 20-2 dan cari nilai perbaikan untuk F_{ox} .
- 20-4 Gunakan program komputer dalam Lampiran B dan kerjakan kembali Contoh 20-1 jika $G' = 1000$ dan 2500 ksf. Gambarkan suatu kurva pergeseran versus G' [semua pergeseran atau hanya satu (X , Y , Z , dan seterusnya) yang ditugaskan oleh in-struktur] dan beri ulasan tentang bagaimana modulus geser tanah mempengaruhi getaran-getaran.
- 20-5 Sebuah mesin silinder tunggal seberat $24,15$ kN. Gaya-gaya vertikal tak seimbang: primer = $18,50$ kN; sekunder = $9,75$ kN pada kecepatan operasi 1800 rpm. Tanahnya lempung yang sangat berpasir dengan $q_u = 300$ kPa. Cari amplitudo getaran sistem yang memakai blok pondasi beton setebal $1,2 \times 2,4 \times 0,6$ m. Cari pergeseran-pergeseran pada rpm mulai dari 0 sampai 1800 (ini merupakan masalah dengan tipe $m_e \ddot{y} \omega^2$) dengan penambahan 100 rpm. Jika frekuensi resonansi berkisar pada jangkauan nilai operasi, kembali dan kumpulkan frekuensi ini dan kerjakan lagi, dengan penambahan 10 rpm untuk mencoba menemukan pergeseran maksimum pada resonansi. Anda bisa mengerjakan ini jika frekuensi resonansi di atas 1800 rpm.
- 20-6 Perkirakan perbaikan pegas dan redaman lateral untuk Contoh 20-2.
- 20-7 Hitung perkiraan pergeseran horisontal pada Contoh 20-3 untuk gaya lateral dinamis sebesar 10 kips yang terjadi sejauh 6 kaki di atas dasar pondasi blok. Bisakah kopling dipertimbangkan dalam kasus ini?
- 20-8 Mengacu pada Contoh 20-3, diketahui bahwa perbandingan $V_s/V_p = 0,06$. Cari G' yang sesuai dengan menganggap $\mu = 0,33$ dan hitung kembali pegas-pegas dan redaman tiang pancang vertikal dan cari pergeseran vertikal. Bandingkan nilai ini dengan nilai contoh tersebut dan beri ulasan tentang efek G' pada pergeseran-pergeseran dinamis.



TABEL A-1.
Dimensi tiang-pancang H dan sifat-sifat penampang; satuan F_{ps} dalam jenis gelap; satuan metrik dalam jenis terang.

Penandaan ukuran nominal/berat in × lb/ft mm × kg/m	Flens					Sifat-sifat penampang			
	Luas inci ² m ² × 10 ⁻³	Kedalaman inci mm	Lebar inci mm	Tebal inci mm	Badan inci mm	I_x , in ⁴ m ⁴ × 10 ⁻⁶	S_x , in ³ m ³ × 10 ⁻³	I_y , in ⁴ m ⁴ × 10 ⁻⁶	S_y , in ³ m ³ × 10 ⁻³
HP 14 × 117	34,4	14,21	14,89	0,805	0,805	1220	172	443	59,5
HP360 × 174	22,2	361	378	20,4	20,4	508	2,817	184	0,975
HP 14 × 102	30,0	14,01	14,78	0,705	0,705	1050	150	380	51,4
HP360 × 152	19,4	356	376	17,9	17,9	437	2,458	158	0,842
HP 14 × 89	26,1	13,83	14,70	0,615	0,615	904	131	326	44,3
HP360 × 132	16,9	351	373	15,6	15,6	373	2,147	136	0,726
HP 14 × 73	21,4	13,61	14,59	0,505	0,505	729	107	261	35,8
HP360 × 109	13,9	346	371	12,8	12,8	303	1,753	109	0,587
HP 13 × 100	29,4	13,15	13,20	0,765	0,765	886	135	294	44,5
HP330 × 149	19,0	334	335	19,4	19,4	369	2,212	122	0,729
HP 13 × 87	25,5	12,95	13,10	0,665	0,665	755	117	250	38,1
HP330 × 129	16,5	329	333	16,9	16,9	314	1,917	104	0,624

(Bersambung)

DATA TIANG-PANCANG
 UMUM DAN TABEL
 PALU TIANG-PANCANG

A

APENDIKS

TABEL A-1 (lanjutan)

Penandaan ukuran nominal/berat in × lb/ft mm × kg/m	Luas inci ² m ² × 10 ⁻³	Kedalaman inci mm	Flens			Sifat-sifat penampang			
			Lebar inci mm	Tebal inci mm	Badan inci mm	I_x , in ⁴ m ⁴ × 10 ⁻⁶	S_x , in ³ m ³ × 10 ⁻³	I_y , in ⁴ m ⁴ × 10 ⁻⁶	S_y , in ³ m ³ × 10 ⁻³
HP 13 × 73	21,6	12,75	13,01	0,565	0,565	630	98,8	207	31,9
HP330 × 109	13,9	324	330	14,4	14,4	262	1,619	86,2	0,522
HP 13 × 60	17,5	12,54	12,90	0,460	0,460	503	80,3	165	25,5
HP330 × 89	11,3	319	328	11,7	11,7	209	1,315	68,7	0,417
†HP 12 × 117	34,3	12,77	12,87	0,930	0,930	946	148	331	51,4
HP310 × 174	22,2	324	327	23,6	23,6	394	2,43	138	0,843
†HP 12 × 102	30,0	12,55	12,62	0,820	0,820	812	129	275	43,6
HP310 × 152	19,4	319	321	20,8	20,8	338	2,120	115	0,716
†HP 12 × 89	26,2	12,35	12,33	0,720	0,720	693	112	226	36,7
HP310 × 132	16,7	314	313	18,3	18,3	287	1,830	93,7	0,599
HP 12 × 84	24,6	12,28	12,30	0,685	0,685	650	106	213	34,6
HP310 × 125	15,9	312	312	17,4	17,4	271	1,737	88,7	0,566
HP 12 × 74	21,8	12,13	12,22	0,610	0,605	569	93,8	186	30,4
HP310 × 110	14,1	308	310	15,5	15,4	236	1,537	77,4	0,498
HP 12 × 63	18,4	11,94	12,13	0,515	0,515	472	79,1	153	25,3
HP310 × 94	11,9	303	308	13,1	13,1	196	1,296	63,7	0,415
HP 12 × 53	15,5	11,78	12,05	0,435	0,435	393	66,8	127	21,1
HP310 × 79	10,0	299	306	11,0	11,0	163	1,095	52,9	0,346
HP 10 × 57	16,8	9,99	10,22	0,565	0,565	294	58,8	101	19,7
HP250 × 85	10,8	254	260	14,4	14,4	122	0,964	42,0	0,323
HP 10 × 42	12,4	9,70	10,08	0,420	0,415	210	43,4	71,7	14,2
HP250 × 63	8,0	246	256	10,7	10,5	87,4	0,711	29,8	0,233
HP 8 × 36	10,6	8,02	8,16	0,445	0,445	119	29,8	40,3	9,88
HP200 × 54	6,84	204	207	11,3	11,3	49,5	0,488	16,8	0,162

† Dari Algoma Steel Co. (Canadian): all others available in both United States and Canada.

TABEL A-2.

Palu dorong tiang-pancang khas dari berbagai sumber. Lihat katalog pabrik untuk palu tambahan, model lebih akhir, dan perincian lain.

Model No.	Jenis	Energi yang dimulai maks.		Berat kerja		Berat balok besi panjang		Pukulan		Kecepatan pukulan/min kira-kira/kaki	Panjang kira-kira/kaki
		kips · ft	kN · m	kips	kN	kips	kN	ft	m		
Palu dorong		Variabel		0.50-10		2.2-45		Variabel		Sangat sedikit	
Vulcan Iron Works											
West Palm Beach, Fla. 33407											
400C	SA	113,5	153,86	83	369	40	177,9	1,37	0,42	100	17
200C	DA	50,2	68,05	39	174	20	89,0	1,29	0,39	98	13
140C	DA	36,0	48,80	28	125	14	62,3	1,29	0,39	103	12
80C	DA	24,45	33,14	18	80	8	35,58	1,37	0,42	111	12
65C	DA	19,2	26,03	15	67	6,5	28,91	1,29	0,39	117	12
1-106	SA	15,0	20,33	9,7	43	5,0	22,24	3,0	0,91	60	13
7	DA	4,15	5,63	5,1	22,7	0,8	3,56	0,78	0,24	225	6
4N100	D	43,4	58,8	12,8	56,9	5,3	23,5	8,13	2,48	50-60	
IN100	D	24,6	33,4	7,6	33,8	3,0	13,3	8,13	2,48	50-60	
0	SA	24,38	33,04	16,0	71,2	7,5	33,4	3,25	0,99	50	15
McKiernan-Terry, Koehring-MKT Division											
Dover, N.J. 07801											
MBRS-7000	SA	361,15	489,57	161	712	88,0	391,4	4,10	1,25	40	28
OS-30	SA	90,0	122,0	50,5	225	30,0	133,4	3,0	0,91	60	21
S-20	SA	60,0	81,34	39,0	173	20,0	88,9	3,0	0,91	60	15
S-8	SA	26,0	35,25	18,3	81,4	8,0	35,6	3,25	0,99	53	14
S-5	SA	16,25	22,03	12,5	55,4	5,0	22,2	3,25	0,99	60	13
IHI-J44	D	79,4	107,63	21,5	95,6	9,7	43,2	8,17	2,49	42-70	15
DA55B	D	38,0	51,51	19,6	87,3	5,0	22,2	8,0	2,44	48	17
DE40	D	32,0	43,38	11,2	49,9	4,0	17,8	10,7	3,26	48	15
DE30	D	22,4	30,37	9,1	40,4	2,8	12,4	10,7	3,26	48	15

(Bersambung)

TABEL A-2 (lanjutan)

Model No.	Jenis	Energi yang dimulai maks.		Berat kerja		Berat balok besi panjang		Pukulan		Kecepatan pukulan /min	Panjang kira-kira /kaki
		kips · ft	kN · m	kips	kN	kips	kN	ft	m		
				0,50-10	2,2-45						
Palu dorong		Variabel				Variabel				Sangat sedikit	
Raymond International, Inc. 2801 South Post Road, Houston, Tex. 77027											
30X	DA	75,0	107,67	52,0	231,2	30,0	133,4	2,5	0,76	70	19
5/0	SA	56,9	77,10	26,5	117,6	17,5	77,8	3,25	0,99	44	17
150C	DA	48,8	66,09	32,5	144,5	15,0	66,7	1,50	0,46	95-105	16
2/0	SA	32,5	44,06	18,8	83,4	10,0	44,5	3,25	0,99	50	15
80C	DA	24,5	33,14	17,9	79,5	8,0	35,6	1,38	0,42	95-105	12
65C	DA	19,5	26,43	14,7	66,3	6,5	28,9	1,33	0,41	110	12
1	SA	15,0	20,33	11,0	48,9	5,0	22,2	3,0	0,91	60	13
The Foundation Equipment Corp. New Commerstown, Ohio 43832 (distributor of Delmag Hammers)											
D55	D	117,175†	158,84	26,3	116,9	11,9	52,8	‡		36-47	18
D44	D	87,0	117,94	22,4	99,6	9,5	42,1			37-55	16
D36	D	73,78	100,02	17,8	79,1	7,9	35,3			37-53	16
D30	D	54,2	73,47	12,4	55,1	6,6	29,4			40-60	14
D22	D	39,78	53,93	11,1	49,4	4,8	21,5			40-60	14
D5	D	9,05	12,27	2,7	12,0	1,1	4,9			40-60	13
Link Belt Link Belt Speeder Division, FMC Corp., Cedar Rapids, Iowa 52406											
520	D	26,3	35,65	12,6	56,0	5,07	22,55	5,18	1,58	80-84	
440	D	18,2	24,67	10,3	45,8	4,0	17,79	4,35	1,39	86-90	
312	D	15,0	20,33	10,4	46,2	3,86	17,15	3,89	1,18	100-105	
180	D	8,1	10,98	4,6	20,5	1,72	7,67	4,70	1,43	90-95	

(Bersambung)

TABEL A-2 (Lanjutan)

Model No.	Energi yang dimulai maks			Berat kerja		Berat balok besi panjang			Pukulan	Kecepatan	Panjang
	Jenis	Kips-ft	kN-m	kips	kN	kips	kN	ft	m	pukulan /min	kira-kira /kaki
0,50–10 2,2–45											
Palu dorong	Variabel				Variabel				Sangat sedikit		
L. B. Foster Co. (distributor for Kobe Diesel Hammers)											
7 Parkway Center, Pittsburgh, Pa. 15220											
K150	D	281,3	381,33	80,5	358,0	33,1	147,2	8,5	2,59	45–60	28
K45	D	91,1	123,51	25,6	113,8	9,9	44,0	9,17	2,8	39–60	19
K42	D	79,0	107,09	24,0	106,7	9,26	41,2	8,5	2,59	45–60	19
K32	D	60,1	81,47	17,8	79,2	7,1	31,4	8,5	2,59	45–60	18
K25	D	50,7	68,73	13,1	58,2	5,5	24,5	9,17	2,80	39–60	18
K13	D	24,4	33,08	8,0	35,6	2,9	12,7	8,5	2,59	45–60	17
Berminghammer Corp., Ltd.											
Hamilton, Ontario (Canada)											
B500	D	75,0	101,67	16,5	73,4	6,9	30,7	12,0	3,66	40–60	
B225	D	25,0	33,89	6,8	30,2	2,9	12,7	9,7	2,96	40–60	
Mitsubishi International Corp.											
875 North Michigan Avenue, Chicago, Ill. 60611											
MB70	D	137,0	185,72	46,0	204,6	15,84	70,5	8,5	2,59	38–60	20
M43	D	84,0	113,87	22,6	100,5	9,46	42,1	8,5	2,59	40–60	16
M33	D	64,0	86,76	16,9	75,2	7,26	32,3	8,5	2,59	40–60	16
M23	D	45,0	61,00	11,2	49,8	5,06	22,5	8,5	2,59	42–60	14
M14	D	26,0	35,25	7,3	32,5	2,97	13,2	8,5	2,59	42–60	14

* SA = kerja-tunggal; DA = kerja rangkap atau kerja diferensial; D = diesel.

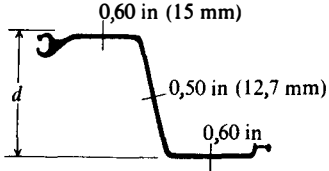
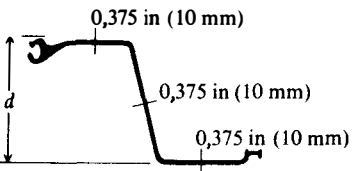
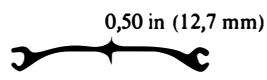
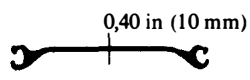
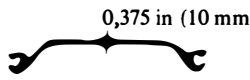
† Energi berubah dari maksimum yang diperlihatkan sampai kira-kira 60 persen dari maksimum bergantung pada pukulan dan tanah.

‡ Pukulan variabel; stoke = energi keluar/berat balok besi.

§ Berat balok besi atau berat bagian pemukul.

TABEL A-3

Bagian dinding papan turap baja yang dihasilkan di Amerika Serikat†

	Indeks penampang	Kedalaman d di dalam mm	Jarak pendorong di dalam mm	Berat		Modulus bagian per tiang pancang, inci ³ $m^3 \times 10^{-3}$	Momen inersia per tiang pancang, inci ⁴ $m^4 \times 10^{-6}$
				lb/ft kN/m	lb/ft ² kN/m ²		
	PZ40	16,1	19,69	65,6	40,0	99,6	805,4
		410	500	0,96	1,91	1,632	335,23
	PZ35	14,9	22,64	66,0	35,0	91,4	681,5
		380	575	0,96	1,67	1,498	283,7
	PZ27	12	18	40,5	27,0	45,3	276,3
		305	460	0,59	1,29	0,742	115,0
	PZ22	9	22	40,3	22,0	33,1	154,7
		230	560	0,59	1,05	0,542	64,39
	PS31	—	19,69	50,9	31,0	3,3	5,3
			500	0,75	1,48	0,054	2,206
	PS27,5	—	19,69	45,1	27,5	3,3	5,3
			500	0,66	1,31	0,054	2,206
	PSA23	—	16,00	30,7	23,0	3,2	5,5
			405	0,45	1,10	0,052	2,290

† Bagian ini sekarang hanya tersedia di Bethlehem Steel Corporation

Kelas baja: A 328 dengan $F_y = 39$ ksi (270 MPa)

A 572 dengan $F_y = 50$ dan 60 ksi (345 dan 415 MPa)

A 690 dengan $F_y = 50$ ksi (345 MPa) untuk lingkungan pelabuhan

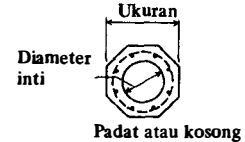
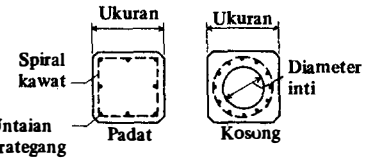
TABEL A-4

Bagian-bagian tiang-pancang baja yang biasa digunakan untuk tiang-pancang dan cangkang kaison Lihat katalog untuk ukuran yang lebih lengkap

OD, dalam (cm)	Ketebalan dinding		Berat per lin ft, lb	Beton yd ³ /ft	Luas, inci ²	
	in	cm			Beton	Baja
10 (25,40)	0,188	0,478	19,65	0,0187	72,7	5,81
	0,219	0,556	22,85	0,0185	71,8	6,75
	0,250	0,635	26,03	0,0182	70,9	7,66
10 $\frac{3}{4}$ (27,31)	0,188	0,478	21,15	0,0217	84,5	6,24
	0,250	0,635	28,04	0,0212	82,5	8,25
	0,307	0,779	34,24	0,0207	80,7	10,07
	0,365	0,927	40,5	0,0203	78,9	11,91
12 (30,48)	0,188	0,478	23,65	0,0273	106,1	6,96
	0,219	0,556	27,52	0,0270	105,0	8,11
	0,250	0,635	31,4	0,0267	103,8	9,25
12 $\frac{3}{4}$ (32,38)	0,188	0,478	25,16	0,0309	120,3	7,42
	0,250	0,635	33,4	0,0303	117,8	9,82
	0,312	0,792	41,5	0,0297	115,5	12,19
	0,375	0,953	49,6	0,0291	113,1	14,58
	0,500	1,27	65,4	0,0279	108,4	19,24
14 (35,56)	0,219	0,556	32,2	0,0372	144,5	9,48
	0,250	0,635	36,7	0,0368	143,1	10,80
	0,312	0,792	45,7	0,0362	140,5	13,42
	0,375	0,953	54,6	0,0355	137,9	16,05
	0,500	1,27	72,1	0,0341	132,7	21,21
16 (40,64)	0,188	0,478	31,7	0,0493	191,7	9,34
	0,250	0,635	42,1	0,0485	188,7	12,37
	0,312	0,792	52,4	0,0477	185,7	15,38
	0,375	0,953	62,6	0,0470	182,6	18,41
	0,500	1,27	82,8	0,0454	176,7	24,35
OD, dalam (cm)	Ketebalan dinding		Berat per lin ft, lb	Beton yd ³ /ft	Luas, inci ²	
	in	cm			Beton	Baja
18 (45,72)	0,219	0,556	41,5	0,0623	242,2	12,23
	0,250	0,635	47,4	0,0619	240,5	13,94
	0,312	0,792	59,0	0,0610	237,1	17,34
	0,375	0,953	70,6	0,0601	233,7	20,76
20 (50,80)	0,250	0,635	52,7	0,0768	298,6	15,51
	0,312	0,792	65,7	0,0758	294,9	19,30
	0,375	0,953	78,6	0,0749	291,0	23,12
	0,500	1,27	104,1	0,0729	283,5	30,63
24 (60,96)	0,250	0,635	63,4	0,1116	433,7	18,7
	0,312	0,792	79,1	0,1104	429,2	23,2
	0,375	0,953	94,6	0,1093	424,5	27,8
	0,500	1,27	125,5	0,1067	415,5	36,9
30 (76,20)	0,375	0,953	118,7	0,1728	672,0	34,9
	0,500	1,27	157,5	0,1700	660,5	46,3
36 (91,44)	0,375	0,953	142,7	0,2510	975,8	42,0
	0,500	1,27	189,6	0,2474	962,1	55,8
42 (107)	0,375	0,953	166,7	0,3436	133,0	49,0
	0,500	1,27	221,6	0,3395	132,0	65,2
48 (122)	0,375	0,953	190,7	0,4509	175,3	56,1
	0,500	1,27	253,7	0,4462	173,5	74,6
54 (137)	0,375	0,953	215	0,573	222,8	63,4
	0,500	1,27	285	0,567	220,6	84,0

TABEL A-5
Bagian-bagian tiang-pancang prategang khusus †

Ukuran tiang- pancang diameter. † inci	Luas beton, inci ²	Berat kira-kira, lb/ft	Gaya pra- tegang mini- mum ‡	Banyaknya tiang-pancang untaian §		Inersia inci ⁴	Keliling, inci	Kapasitas tiang pancang, kips kekuatan beton	
				$\frac{7}{16}$ inci	$\frac{1}{2}$ inci			5000 psi	6000 psi
10	100	105	70 kips	4	4	833	40	100 kips	120 kips
12	144	150	101	6	5	1 728	48	144	172
14	196	204	137	8	6	3 201	56	196	235
16	265	276	186	11	8	5 461	64	265	318
18	324	335	227	13	10	8 748	72	324	388
20	400	415	280	16	12	13 333	80	400	480
22	484	505	339	20	15	19 521	88	484	580
24	576	600	403	23	18	27 648	96	576	690
20 HC	305	318	214	13	10	12 615	80	305	366
22 HC	351	365	246	14	11	18 117	88	350	420
24 HC	399	415	280	16	12	25 163	96	400	480
10	83	86	58 kips	4	4	555	33	83 kips	100 kips
12	119	125	83	5	4	1 134	40	119	142
14	162	170	113	7	5	2 105	46	162	194
16	212	220	148	9	7	3 592	53	212	254
18	268	280	188	11	8	5 705	60	268	320
20	331	345	232	14	10	8 770	66	330	396
22	401	420	281	16	12	12 837	73	400	480
24	477	495	334	19	15	18 180	80	477	572
20 HC	236	245	165	10	8	8 050	66	236	283
22 HC	268	280	188	11	8	11 440	73	268	322
24 HC	300	315	210	12	9	15 696	80	300	360



Data tambahan tersedia dari Prestressed Concrete Institute, 20 North Wacker Drive, Chicago, III, 60606.

† Rongga di dalam tiang-pancang berteras kosong (HC) yang berdiameter 20, 22, dan 24 in adalah 11, 13, dan 15 m dalam diameternya, yang memberikan ketebalan dinding minimum 4,5 inci.

‡ Gaya pra tegang minimum didasarkan pada pra tegang satuan sebesar 700 psi setelah kehilangan

§ Tegangan $7/16$ dan $1/2$ in berturut-turut mengendorkan untaian dengan $P_{ult} = 31$ dan $41,3$ kips.

¶ Kapasitas perencanaan didasarkan pada tegangan titik yang diperbolehkan sebesar $0,2 f'_c A_c$.